

30-0339/001

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA – PROF. DR.-ING. G. REHM

Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff

Bericht erstattet von

Dipl.-Ing. J. Wesche

Mai 1974

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Die Untersuchungen wurden im Auftrage des Bundesministers für Städtebau  
und Wohnungswesen, Bonn - Bad Godesberg (Az. I 7 - 810705 - 148) durchgeführt.

Postsendungen:  
33 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (0531) 391 2281

Fernschreiber: 9 52 693 lbs/b d

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber  
an einzelne Mitarbeiter.

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Allgemeines, Zweck der Untersuchungen und Zusammenfassung früherer Versuchsreihen</u> .....	3
<u>2. Versuchsprogramm und Beschreibung der Versuchskörper</u> .....	7
2.1 Baustoffe .....	9
2.2 Statische Systeme, Belastung und Bemessung .....	10
2.2.1 Balken 1 .....	10
2.2.2 Balken 2 .....	13
2.2.3 Balken 3 .....	15
2.2.4 Balken 4 .....	17
2.2.5 Balken 5 .....	19
2.2.6 Balken 6 .....	21
2.3 Meßquerschnitte .....	24
2.4 Lagerung und Trocknung .....	24
<u>3. Versuchsaufbau</u> .....	24
3.1 Brandraum und Beheizung .....	24
3.2 Einbau und Belastung der Versuchskörper .....	25
3.3 Meßprogramm .....	26
3.3.1 Messung der Brandraumtemperaturen .....	26
3.3.2 Messung der Stahltemperatur .....	26
3.3.3 Messung der Stahltemperatur .....	26
3.3.4 Messung der Betontemperaturen .....	26
3.3.5 Messung der Stahldehnung .....	26
3.3.6 Messung der Endauflagerkräfte .....	26
3.3.7 Messung der vertikalen Durchbiegung .....	27
3.3.8 Messung der horizontalen Verschiebung und der Auflagerverdrehung .....	27
3.4 Sonstige Beobachtungen .....	27
<u>4. Versuchsergebnisse</u> .....	27
4.1 Temperaturmessungen .....	27
4.2 Stützmomentenverlauf .....	27
4.2.1 Ermittlung des Stützmomentenverlaufs über Meß- werte der Stahldehnung .....	28
4.2.2 Ermittlung des Stützmomentenverlaufs über Meß- werte der Endauflagerreaktionen .....	30
4.2.3 Zahlenwerte für die Stützmomente .....	31
4.2.4 Übersicht der Stützmomentenverläufe .....	42
4.3 Horizontalverschiebung und Endverdrehung .....	43
4.3.1 Horizontalverschiebung .....	44
4.3.2 Endverdrehungen .....	49
4.4 Sonstige Beobachtungen .....	50
<u>5. Auswertung der Versuchsergebnisse von Stahlbetonbalken</u> .....	61
5.1 Bruchkriterien .....	61
5.2 Vorschlag von Konstruktionsrichtlinien für Durchlauf- träger .....	65
5.2.1 Bewehrungsführung .....	65
5.2.2 Balkenbreite der Biegedruckzone .....	69
5.2.3 Betonabplatzungen .....	71
5.2.4 Zusammenfassung der Werte für einen Entwurf von Konstruktionsrichtlinien .....	71
5.3 Kontrolle der Versuchsergebnisse durch ein Rechenprogramm	73
<u>6. Auswertung des Versuchsergebnisses Platte 6</u> .....	73
<u>7. Zusammenfassung</u> .....	79
<u>Literaturverzeichnis</u> .....	80

## Verzeichnis der Tafeln

Seite

Tafel 1	:	Bisher durchgeführte Versuche	4
Tafel 2	:	Versuchsprogramm	8
Tafel 3	:	Stützmomentenänderung	42
Tafel 4	:	Mittlere Betontemperaturen	45
Tafel 5	:	Horizontalverschiebung infolge Durchbiegung	46
Tafel 6	:	Horizontalverschiebung	47
Tafel 7	:	Versuchsbeobachtungen	51
Tafel 8	:	Maximale Feldmomente, Stahltemperaturen und Stahlspannungen zum Zeitpunkt des Bruches	62
Tafel 9	:	Feuerwiderstandsdauer in Abhängigkeit von Balkenbreite nach [4]	69
Tafel 10	:	Feuerwiderstandsdauer der geprüften Durchlauf- balken	70
Tafel 11	:	Vorläufige Konstruktionsrichtlinien	72

## Verzeichnis der Anlagen

Anlage 1	:	Versuchsaufbau
Anlage 2	:	Bewehrungsplan Balken 1
Anlage 3	:	Bewehrungsplan Balken 3
Anlage 4	:	Stahltemperaturen Balken 1
Anlage 5	:	Betontemperaturen Balken 1
Anlage 6	:	Stahltemperaturen Balken 2
Anlage 7	:	Betontemperaturen Balken 2
Anlage 8	:	Stahltemperaturen Balken 3
Anlage 9	:	Stahltemperaturen Balken 4
Anlage 10	:	Stahltemperaturen Balken 5

## 1. Allgemeines, Zweck der Untersuchungen und Zusammenfassung früherer Versuchsreihen

Das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig führte bereits in den Jahren 1964/65, 1966/67 und 1969/70 Versuche durch zur Erforschung des Tragverhaltens von durchlaufenden Stahlbetonbalken unter Brandbeanspruchung. Die Forschungsaufgaben wurden finanziert durch das Ministerium für Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten des Landes Nordrhein-Westfalen auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Die Untersuchungen zeigten, daß bei geeigneter Bewehrungsführung eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer infolge Momentenumlagerung eintritt (Lit. [1] und [9]).

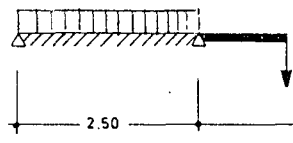
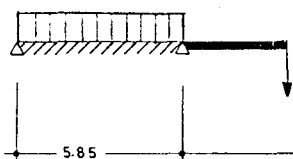
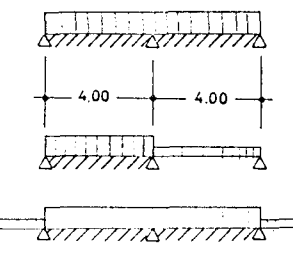
In der letzten Versuchsreihe ([1] Teil B) konnten die bis dahin günstigsten Versuchsergebnisse nicht voll bestätigt werden, da zwei Versuchsbalken in der 69. Minute bzw. 82. Minute durch Bruch am Ende der oberen Stützbewehrung versagten. Zur besseren Übersicht werden die bisher durchgeführten Versuche in Tafel 1 zusammengestellt.

Die erste Versuchsreihe (Teil I) umfaßte Balken und Platten mit einer sehr geringen Stützweite von 2,50 m. Alle Versuche zeigten, daß sich zu Versuchsbeginn über dem Stützenbereich ein Umlagerungsmoment aufbaut, das in seiner Größe direkt vom Bewehrungsgehalt des Querschnitts abhängig ist und dem Grenztragemoment entspricht. Es bildete sich in allen Versuchen ein Fließgelenk; das Maß der Rotation ist querschnitts- und baustoffabhängig; bislang ungeklärt blieb die Frage der Querkraft - Tragfähigkeit solch eines Fließgelenkes. Die sehr großen Feuerwiderstandszeiten, nach temperaturbedingtem Ausfall der Feldbewehrung, wurden Zwängungsspannungen zugeschrieben.

Der Einfluß dieses querschnittsabhängigen Eigenspannungszustandes auf eine Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer konnte bei einer erheblichen Vergrößerung der Stützweiten in Teil II (A) nicht bestätigt werden. Die entscheidende Folgerung dieser Versuchsreihe ist darin zu sehen, daß die obere Bewehrungsführung im Stützbereich der "plastischen Momentenlinie" angepaßt werden soll und die Forderung einer durchgehenden oberen Feldbewehrung von  $1/3 f_{t,Feld}$  nicht notwendig erschien. Es wird hier bereits auf eine ausreichende Verankerung der Stützbewehrung hingewiesen, ohne allerdings über die Norm hinaus-

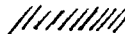


T a f e l 1: Bisher durchgeführte Versuche

Bezeichnung	System 3)	Querschnitt	Bewehrung über Mittelauflager	Beton- <sup>1)</sup> deckung Feldbew.	$\sigma_e/\beta_s$ <sup>2)</sup> Stütze	$\sigma_e/\beta_s$ <sup>2)</sup> Feld	mittlere Temp. der untenlieg. Bewehrung bei Versuchsende	Feuerwiderstandsdauer	Bruchart
Teil I		Platte: d=12cm b = 1,50 m	n.elastischer Bemessung	~ 1,5	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$	keine genauen Angaben	~ 240	keine genauen Angaben
		Platte: d=12cm b = 1,50 m	n.elastischer Bemessg. +30 %	~ 1,5	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$		~ 120	
		Plattenbalken $b_o/d_o = 16/32$	n.elastischer Bemessung	~ 2,9	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$		~ 180	
		Plattenbalken $b_o/d_o = 16/32$	n.elastischer Bemessg. +30 %	~ 2,9	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$		~ 180	
Teil II (A)		Plattenbalken $b_o/d_o = 16/32$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie $Fe_o \approx 1/3 Fe_u$	~ 2,7	$\leq 0,57$	$\leq 0,48$	830	111	Durchbiegung Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o = 16/32$	Staffelung n. elastischer Momentenlinie $Fe_o \approx 1/3 Fe_u$	~ 2,7	$\leq 0,57$	$\leq 0,48$	660	69	Bruch-Stütz-Bewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	s. Balken 5	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	820	123	Durchbiegung Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	s. Balken 6 keine obere Feldbewehrung	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	670	88	Bruch-Stütz-Bewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	s. Balken 5 keine obere Feldbewehrung	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	810	113	Durchbiegung Feld
Teil II (B)		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie $M_{pl} \approx 2 M_{zul}$ keine obere Feldbewehrung	~ 2,6	$\leq 0,57$	$\leq 0,56$	~ 550	69	Bruch am Ende der Stützbewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	s. Balken 10	~ 2,7	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$	~ 650	82	Bruch oberliegender Stützbewehrung in unbeheiztem Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o = 20/40$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie	~ 2,5	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$	> 900	180	Versuch abgebrochen

1) Betondeckung, bezogen auf die Achse der Stahleinlagen

2) Eine genaue Angabe dieser Werte ist nicht möglich, da die exakten  $\beta_s$ -Werte für die einzelnen Bewehrungsstäbe nicht bekannt sind,  $\beta_s$  wurde mit der Mindeststreckgeenze von 4200 kp/cm<sup>2</sup> zugrunde gelegt.

3)  beheizte Felder

gehende Forderungen zu erheben. Der Verlust der Tragfähigkeit des Systems wurde auf die Erschöpfung der Momententragfähigkeit des Stützquerschnittes zurückgeführt.

In der Versuchsreihe Teil II (B) wurden im Gegensatz zu den früheren Versuchen vollständige Durchlaufsysteme untersucht. Die Bewehrungsführung im Stützbereich entsprach in allen Fällen der "plastischen Momentenlinie", die sich bei voller Belastung beider Felder einstellt, mit einer der Norm entsprechenden Verankerungslänge. Eine durchgehende obere Feldbewehrung wurde nicht eingebaut.

Beim Versuch 10 wurden beide Felder voll belastet und beheizt. Während des Brandversuches stellte sich etwa in der 20. Minute das erwartete plastische Moment ein, wobei sein Betrag ( $\sqrt{2,0} M_{\text{elastisch}}$ ) anhand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms einer Stahlprobe ermittelt wurde. Ein Querriß markierte sich bereits in der Anfangsphase auf der Balkenoberseite am Ende der Stützbewehrung deutlicher als die anderen Risse und führte in der 69. Minute zum Bruch. Eine einleuchtende Erklärung für das unterschiedliche Verhalten der nach den gleichen Konstruktionsrichtlinien bewehrten Balken 9 aus Teil A und 10 aus Teil B konnte nicht gefunden werden. Es wurde zunächst angenommen, daß die der Norm entsprechend ausgeführte Verankerungslänge der bis zur Fließgrenze ausgenutzten Bewehrung im Brandfalle nicht ausreicht.

Beim Versuch 11 wurde nur das mit Vollast beanspruchte Feld beheizt, während das nur mit halber Last beanspruchte Nachbarfeld nicht beheizt wurde. Bei gleicher Bewehrungsführung wie im Versuch 10 zeigte sich, daß die "plastische Momentenlinie" im teilbelasteten, unbeheizten Feld nicht abgedeckt wurde, da das Moment im gesamten Feld im negativen Bereich bleibt. Der Bruch stellte sich erwartungsgemäß an der Stelle ein, an der die negative Momentendeckung nicht mehr ausreichte (82. Minute).

Im Gegensatz zu den Versuchen 10 und 11 wurden im Versuch 12 Innenfelder eines Durchlaufsystems untersucht. Die Bewehrungsführung erfolgte nach der "plastischen Momentenlinie"; es bildeten sich unter Brandbeanspruchung erwartungsgemäß Kragssysteme, über welche die Lasten abgetragen wurden, so daß die untere Feldbewehrung keinen entscheidenden Einfluß auf das Tragverhalten hatte. Trotz hoher Temperaturen an der unteren Feldbewehrung wurde eine große Feuerwiderstandsdauer erreicht.

Diese Versuchsreihen konnten noch nicht zu einem Entwurf von Konstruktions-

richtlinien von Durchlaufkonstruktionen ausgewertet werden, da einige Ergebnisse widersprüchlich sind und einige wichtige Variablen noch nicht untersucht wurden. Für die Planung der neuen Versuchsreihe stellen sich daher folgende Fragen:

- a) Stellt sich als Umlagerungsmoment über dem Stützbereich in allen Fällen das Grenztraggmoment ein (Fließgelenk über der Stütze)?
- b) Um welchen Betrag muß die Verankerungslänge der Stützbewehrung vergrößert werden, damit ein Bruch am Ende der Stützbewehrung (Versuch 10, Teil II B) verhindert wird?
- c) Ist es praktikabel, größere Verankerungslängen zu fordern oder ist es sinnvoller, auch in den Endfeldern eine durchgehende obere Feldbewehrung in allen Fällen vorzuschreiben? Bei der Beantwortung dieser Frage ist besonders Versuch 11, Teil II B zu berücksichtigen, bei dem infolge feldweise unterschiedlicher Belastung auch bei Abdeckung der plastischen Momentenlinie eine durchgehende obere Bewehrung erforderlich wäre.
- d) Hat das Verhalten der beheizten Biegedruckzone einen Einfluß auf das Tragverhalten von Durchlaufkonstruktionen?

Diese Frage muß im Zusammenhang mit einer Forschungsarbeit über das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken und -rippendecken [(4) Bericht in Vorbereitung] beantwortet werden, wobei besonders die Einflüsse aus Balkenbreite und Seitenverhältnis zu beachten sind.

- e) Welchen Einfluß hat die Lage und die Ausnutzung der Feldbewehrung auf das Brandverhalten von Durchlaufkonstruktionen?
- f) Können die Konstruktionsrichtlinien für Balken ohne Einschränkung auch auf Durchlaufplatten übertragen werden?

Das Ziel der geplanten Versuchsreihe ist darin zu sehen, für die Praxis ein Bemessungsverfahren zu erarbeiten, das es gestattet, in wirtschaftlicher Weise Durchlaufkonstruktionen für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer zu dimensionieren.

## 2. Versuchsprogramm und Beschreibung der Versuchskörper

In Anlehnung an Teil II (B) wurden zunächst bei zwei Zweifeldbalken mit gleicher Breite ( $b = 20 \text{ cm}$ ), mit gleichen Stützweiten und den gleichen Belastungs- und Beheizungsverhältnissen wie die Balken 10 und 11 von Teil II (B) untersucht. Wie auch bei den noch folgenden Versuchen wurde die Stützbewehrung nach der sich aus Überlagerung von Gebrauchsmomenten und Zwängungsmomenten ergebenden Momentenlinie <sup>1)</sup> gestaffelt, d.h., über den Zwischenstützen negative Momente in der Größenordnung des "plastischen Momentes" und in den Feldern, den Gleichgewichtsbedingungen entsprechend, abgeminderte positive Momente. Die Verankerungslänge der Bewehrung wurde gegenüber den Werten nach DIN 1045 vergrößert, um vorzeitiges Versagen infolge Gleiten der Bewehrung durch Abbau der Verbundfestigkeit zu vermeiden.

Als weitere Versuche wurden ein Zweifeldträger mit gleicher Breite ( $b = 20 \text{ cm}$ ) und unterschiedlichen Stützweiten sowie zwei Zweifeldträger mit verschiedenen Breiten ( $b = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 15 \text{ cm}$ ) und gleichen Stützweiten untersucht. Zum Abschluß wurde in einem Versuch das Brandverhalten einer sehr schlanken Zweifeldplatte geprüft.

In der nachfolgenden Tafel 2 sind die untersuchten Systeme dargestellt. Die sehr unterschiedlichen  $\sigma_e/\beta_s$ -Werte sind im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die Streckgrenze ( $\beta_s$ ) der einzelnen verwendeten Bewehrungsstähle stark von der Mindeststreckgrenze abwich, bei der Bemessung diese Mindeststreckgrenze aber zugrunde gelegt wurde. Hinzu kommt, daß im Gegensatz zu den Versuchen 1-3 bei den Versuchen 4-6 die Stützmomente aus der elastischen Berechnung für die Bemessung um 15 % abgemindert wurden, wobei die Feldmomente entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen vergrößert wurden.

---

1) in früheren Untersuchungen "plastische Momentenlinie".

T a f e l 2: Versuchsprogramm

Be- zeich- nung	System	Querschnitt	Stützbewehrung Bewehrung ü. Mittel- auflager	Stahlart + $\beta_s$ 1)	$\sigma_e/\beta_s$ 4)	Feldbewehrung Beton- deckung Feldbe- wehrung	Stahlart + $\beta_s$ 1)	$\sigma_e/\beta_s$	Schubspannung	4) Schubbewehrung	Betongüte	Betondruck- festigkeit + Prüfaller	Betonfeuchte in Gew.-%
1			Staffelung nach plastischer Momentenlinie mit der 1,75-fachen Verankerungslänge von DIN 1045 "neu".	BSt 42/50 RK 5,05	2) 0,42	3,1	BSt 42/50 RK 5,05	0,48	$\tau_A =$ $= 13,0 < \tau_{o2}$ $\tau_B = 25,3$ $< \tau_{o3}$	Bügel $\emptyset 8$ Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 16$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45
2		Plattenbalken: $b_o/b/d_o/d = 20/40/46/10$		BSt 42/50 RK 4,55	2) 0,33	3,1	BSt 42/50 RK 5,05	0,48	$\tau_A = 13,4$ $< \tau_{o2}$ $\tau_B = 22,2$ $< \tau_{o2}$	Bügel $\emptyset 8$ Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 16$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45
3				BSt 42/50 RK 4,95	2) 0,37	3,2	BSt 42/50 RK 4,80	0,51	$\tau_A = 17,4$ $< \tau_{o2}$ $\tau_{B1} = 27,3$ $< \tau_{o3}$	Bügel $\emptyset 8$ Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 18$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45
4		$b_o/b/d_o/d =$ 15/35/40/10	Abminderung der Stützmomente um 15 % (gem. DIN 1045 § 15.1.2), sonst wie 1-3	BSt 42/50 RU 5,0	3) 0,56	~2,7	BSt 42/50 RU + RK 5,5	3) 0,39	$\tau_A = 8,1$ $< \tau_{o1}$ $\tau_B = 12,7$ $< \tau_{o2}$	Bügel $\emptyset 6$ Bügel $\emptyset 6$	Bn 350	455 kp/cm <sup>2</sup> 180 Tage	4,08
5		$b_o/b/d_o/d =$ 10/30/28/8		BSt 42/50 RU 4,4	3) 0,65	2,8	BSt 42/50 RK 4,85	3) 0,44	$\tau_A = 9,4$ $< \tau_{o1}$ $\tau_B = 16,9$ $< \tau_{o2}$	Bügel $\emptyset 6$ Bügel $\emptyset 6$	Bn 350	455 kp/cm <sup>2</sup> 180 Tage	3,11
6		Platten- streifen $b/d = 100/10$		BSt 50/55 RK 5,5	3) 0,67	~1,5	BSt 50/55 RK 5,5	0,43)	$\tau \leq \frac{2250}{100 \cdot 8,5 \cdot 0,9}$ $\approx 3,0$ $< \tau_{o11}$	-	Bn 250	380 kp/cm <sup>2</sup> 138 Tage	3,75

1)  $\beta_s$ -Werte aus Spannungs-Dehnungs-Diagrammen der eingebauten Stähle

2) Keine volle Ausnutzung der Stützbewehrung

3) Diese  $\sigma_e/\beta_s$ -Werte beziehen sich auf den elastischen Zustand.

4) siehe Bemessung

## 2.1 Baustoffe

Der Beton für die Versuchskörper, der zum Teil von einem Betonwerk bezogen wurde und bei der Durchlaufplatte selbst hergestellt wurde, hatte folgende Zusammensetzung:

Balken 1 - 3:

Betonsand	0 - 3	40 %
Betonsand	3 - 7	15 %
Betonkies	7 - 15	45 %
<hr/>		
Betonkiessand	0 - 15	1900 kg/m <sup>3</sup>
Zement PZ 350 F		350 kg/m <sup>3</sup>

Das planmäßige Wasser-Zement-Verhältnis W/Z betrug etwa 0,5.

Bei der Güteprüfung nach DIN 1048 ergab sich im Mittel aus drei Würfeln eine Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{w\ 28} = 462 \text{ kp/cm}^2$ .

Balken 4 + 5 (Biegedruckzone):

Betonsand	0 - 3	40 %
Betonsand	3 - 7	15 %
Betonkies	7 - 15	45 %
<hr/>		
Betonkiessand	0 - 15	1820 kg/m <sup>3</sup>
Zement PZ 350 F		370 kg/m <sup>3</sup>
W/Z		~ 0,55
$\beta_{w\ 28}$		440 kp/cm <sup>2</sup>

Platte 6:

Betonsand	0 - 3	66 %
Betonsand	3 - 7	16 %
Betonkies	7 - 15	18 %
<hr/>		
Betonkiessand	0 - 15	1840 kg/m <sup>3</sup>
Zement PZ 350 F		320 kg/m <sup>3</sup>
W/Z		~ 0,73
$\beta_{w\ 28}$		303 kp/cm <sup>2</sup>

Die Betondruckfestigkeit und die Betonfeuchte zum Zeitpunkt des Versuches sind in Tafel 2 wiedergegeben.

Für die Bewehrung der Versuchsbalken und der Platte wurden Betonstahl St 42/50 RU, St 42/50 RK und St 50/55 RK verwendet. Die Streckgrenze der einzelnen Bewehrungsstähle sind in Tafel 2 aufgetragen.

## 2.2 Statische Systeme, Belastung und Bemessung

Die Balken 1 - 3 wurden in der Planung so dimensioniert, daß die Biegedruckzone über dem Mittelaufleger bei Vollast in beiden Feldern ausgenutzt wurde. Dadurch, daß die Betondruckfestigkeit im Bauteil höher war als geplant, mußte das aufnehmbare Moment und damit auch die Belastung nach der vorhandenen Bewehrung festgelegt werden. Die Biegedruckzone wurde daher nicht voll ausgenutzt.

Die Balken 4 und 5 und die Platte 6 wurden von vornherein nicht für eine volle Ausnutzung der Biegedruckzone dimensioniert.

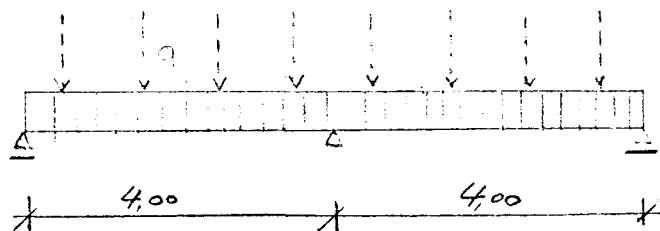
Bei der Auswertung der Ergebnisse kann die Biegedruckzone aber im Zusammenhang mit Versuchsergebnissen des Forschungsvorhabens [4] ausreichend beurteilt werden.

Die Belastung wurde je Feld über 4 Einzellasten aufgebracht und erzeugte eine Momentenlinie, die annähernd einer gleichmäßig verteilten Streckenlast entsprach.

Die Bemessung erfolgte in allen Versuchen nach DIN 1045, neu.

### 2.2.1 Balken 1

Statisches System:



Belastung:

Gleichmäßig verteilte Streckenlast  $q = 7,01 \text{ Mp/m}$   
in beiden Feldern.

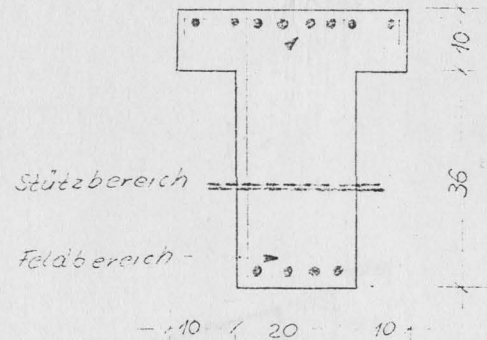
Schnittgrößen:

$$\begin{aligned} M_1 = M_2 &\approx 0,070 q \cdot l^2 &= 7,80 \text{ Mpm} \\ M_B &= -0,125 q \cdot l^2 &= -14,02 \text{ Mpm} \\ A = C &= 0,375 q \cdot l &= 10,4 \text{ Mp} \\ B &= 1,25 q \cdot l &= 35,5 \text{ Mp} \end{aligned}$$

Bemessung:

Bn 350  
BSt 42/50

$$d_o/h = 46/43 \text{ cm}$$



Felder:  $M = 7,80 \text{ Mpm}$

$$F_e = \frac{0,44}{0,43} \cdot 7,80 = 8,0 \text{ cm}^2$$

gew. 4  $\emptyset 16$

$$F_{e \text{ vorh}} = 8,0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s = 5050 \text{ kp/cm}^2 (\text{s. Tafel 2})$$

$$\sigma_e / \beta_s \approx 0,48$$

Stütze:  $M = -14,02 \text{ Mpm}$

$$F_e = \frac{0,51}{0,43} \cdot 14,02 = 16,6 \text{ cm}^2$$

gew. 4 $\emptyset 16$  + 4 $\emptyset 18$

$$F_{e \text{ vorh}} = 18,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e \approx 2200 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s = 5200 \text{ kp/cm}^2 (\text{s. Tafel 2})$$

$$\sigma_e / \beta_s \approx 0,42$$

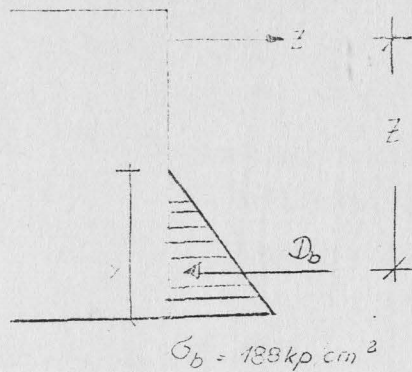


Biegedruckzone:  $x = 20,5 \text{ cm}$

$$z = h - x/3 \approx 36,2 \text{ cm}$$

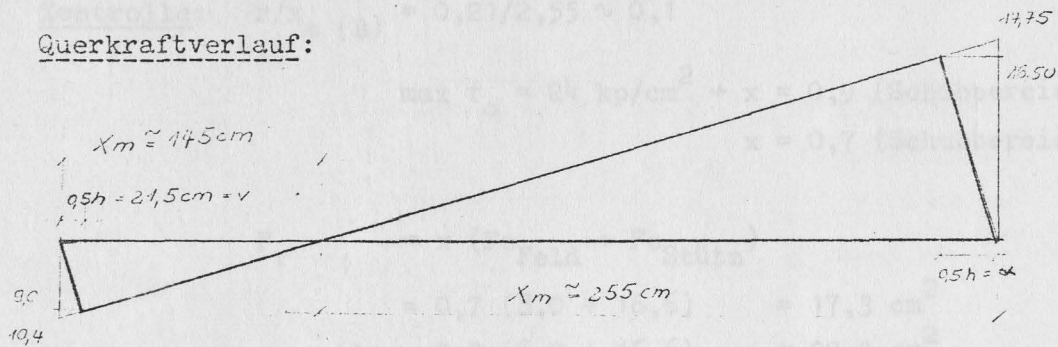
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 14,02 \cdot 10^5}{20 \cdot 20,5 \cdot 36,2} = 188 \text{ kp/cm}^2$$

$$< \beta_R = 230 \text{ kp/cm}^2$$



### Schubbemessung:

### Querkraftverlauf:

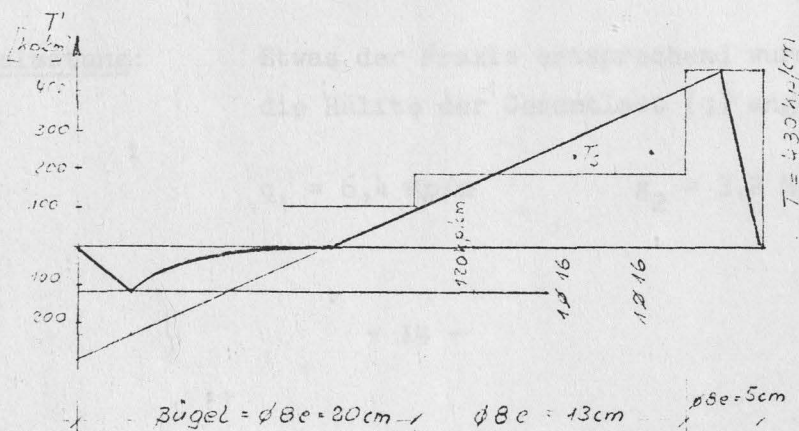


Maßgebende Querkraft  $Q_A = 9,0 \text{ Mp} \rightarrow \tau_A = 11,3 \text{ kp/cm}^2$   
 (DIN 1045, § 17.5.2.)  $\rightarrow \text{red } \tau_A = 5,35 \text{ kp/cm}^2$   
 (Schubbereich 2)

$$Q_{B1} = 16,5 \text{ Mp} \rightarrow \tau_B \approx 24,0 \text{ kp/cm}^2$$

(Schubbereich 3)

### Schubkraftverlauf:



Mindestschubbewehrung:

$$f_e = \frac{b}{8} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gew. Bügel } \emptyset 8^{\text{III}} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$T'_B = \frac{2}{20} \cdot 0,5 \cdot 2400 = 120 \text{ kp/cm}$$

$$T_s = \frac{120 \cdot 240}{2} = 14400 \text{ kp}$$

$$F_{e_s} = \frac{14400}{2400 \sqrt{2}} = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } 2 \emptyset 16$$

$$F_{e_{\text{vorh}}} = 4,00 \text{ cm}^2$$

Kontrolle:  $r/x_m (B) = 0,21/2,55 \sim 0,1$

$$\max \tau_o = 24 \text{ kp/cm}^2 \rightarrow x = 0,9 \text{ (Schubbereich 3)}$$

$$x = 0,7 \text{ (Schubbereich 2)}$$

$$F_\tau = x (F_{e_{\text{Feld}}} + F_{e_{\text{Stütz}}})$$

$$= 0,7 (8,0 + 16,6) = 17,3 \text{ cm}^2$$

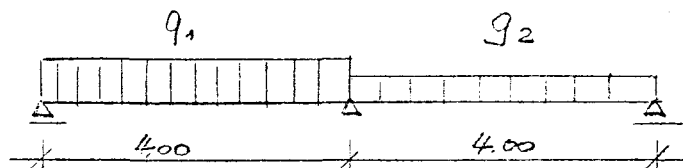
$$\text{bzw. } 0,9 (8,0 + 16,6) = 22,2 \text{ cm}^2$$

$$F_{\tau \text{ vorh}} = 4,0 \cdot \sqrt{2} + 23 \cdot 0,5 \cdot 2 = 28,6 \text{ cm}^2 > F_{\tau \text{ erf}}$$

$$(2 \emptyset 16) + (23 \text{ Bügel } \emptyset 8)$$

## 2.2.2 Balken 2:

Statisches System:



Belastung:

Etwas der Praxis entsprechend wurde als ständige Last die Hälfte der Gesamtlast ( $q$ ) angesetzt.

$$q_1 = 6,4 \text{ Mp/m}$$

$$g_2 = 3,2 \text{ Mp/m}$$

Schnittgrößen:  $M_1 \approx 9,2 \text{ Mpm}$   
 $M_B \approx -9,6 \text{ Mpm}$   
 $A \approx 10,4 \text{ Mp}$   
 $B \approx 15,2 \text{ Mp}$   
 $C = 4,0 \text{ Mp}$

Das maßgebende Stützmoment, das auch bei der Bemessung berücksichtigt wurde, ergibt sich aus Vollast in beiden Feldern  $\rightarrow \min M_B = -12,8 \text{ Mpm}$ .

Bemessung: Bn 350 Querschnitt s. Balken 1  
 BSt 42/50

Felder:  $M = 9,2 \text{ Mpm}$

$$F_e = \frac{0,45}{0,43} \cdot 9,2 = 9,64 \text{ cm}^2$$

gew. 2 Ø 16
2 Ø 14
1 Ø 18

$$F_{e \text{ vorh}} = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s \approx 5050 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s \approx 0,48$$

Stütze:  $M_B = -12,8 \text{ Mpm}$  (Bemessungsmoment)

$$F_e = \frac{0,51}{0,43} \cdot 12,8 = 15,2 \text{ cm}^2$$

gew. 4 Ø 16 + 4 Ø 18
(s. Balken 1)

$$F_{e \text{ vorh}} = 18,2 \text{ cm}^2$$

$M_B = -9,6 \text{ Mpm}$  (Verkehrslast einseitig)

$$F_{e \text{ erf}} = \frac{0,48}{0,43} \cdot 9,6 = 10,7 \text{ cm}^2$$

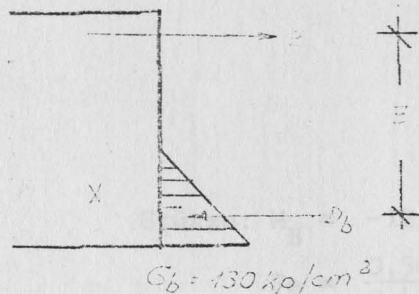
$$\sigma_e \approx 1410 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s \approx 4550 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s = 0,33$$

Biegedruckzone:  $x = 20,5 \text{ cm}$   
 $z = 36,2 \text{ cm}$  } s. Balken 1

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 9,6 \cdot 10^5}{20 \cdot 20,5 \cdot 36,2} \approx 130 \text{ kp/cm}^2$$

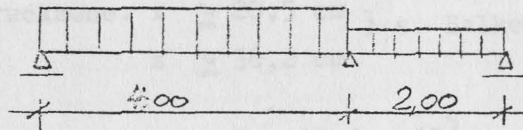


$$< \beta_R = 230 \text{ kp/cm}^2$$

Schubbemessung:  $\tau_A \approx \tau_A$  Balken 1 } Bemessung → s. Balken 1  
 $\tau_B < \tau_B$  Balken 1

### 2.2.3 Balken 3:

Statisches System:



Belastung:  $q_1 = 8,28 \text{ Mp/m}$   $q_2 = 4,28 \text{ Mp/m}$

Schnittgrößen:  $M_1 = 12,1 \text{ Mpm}$   
 $M_B = -12,0 \text{ Mpm}$   
 $A = 13,6 \text{ Mp}$   
 $B = 29,8 \text{ Mp}$   
 $C = -1,7 \text{ Mp}$

$\min M_B = -12,4 \text{ Mpm}$  (q in Feld 1 und 2)

Bemessung:

Bn 350

BSt 42/50

Querschnitt s. Balken 1

Feld 1:  $M = 12,1 \text{ Mpm}$

$$F_e = \frac{0,46}{0,43} \cdot 12,1 = 12,9 \text{ cm}^2$$

gew. 5  $\emptyset 18$

$$F_{e \text{ vorh}} = 12,7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = 2450 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s = 4800 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s = 0,51$$

Stütze:  $M_B = -12,4 \text{ Mpm}$

$$F_e = \frac{0,50}{0,43} \cdot 12,4 = 14,4 \text{ cm}^2$$

gew. 6  $\emptyset 18$

1  $\emptyset 16$

1  $\emptyset 10$

$$F_{e \text{ vorh}} = 18,5 \text{ cm}^2$$

$$M_B = -12,0 \text{ Mpm} \rightarrow \sigma_e = 1860 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_s = 4950 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s = 0,375$$

Biegedruckzone:  $x \approx 20,5 \text{ cm}$  } s. Balken 1

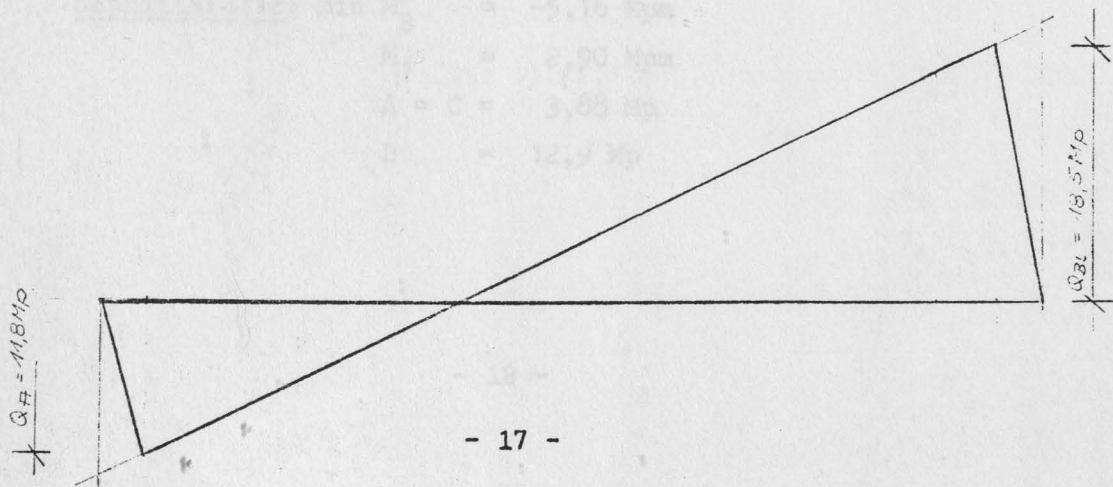
$z \approx 36,2 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 12,0 \cdot 10^5}{20 \cdot 20,5 \cdot 36,2} = 161 \text{ kp/cm}^2$$

$$< \beta_R = 230 \text{ kp/cm}^2$$

Schubbemessung:

Querkraftverlauf:



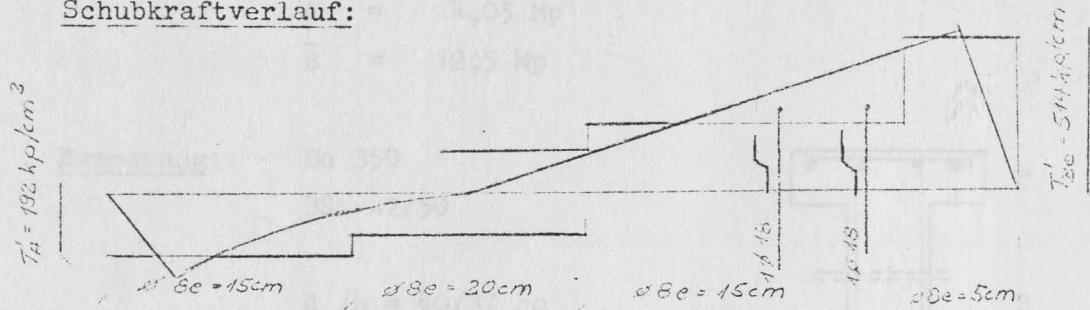


Maßgebende Querkraft:  $Q_A = 11,8 \text{ Mp} \rightarrow \tau_A = 15,2 \text{ kp/cm}^2$   
 (nach DIN 1045 § 17.5.2)  $\rightarrow \text{red } \tau_A = 9,6 \text{ Mp/cm}^2$

$Q_{B1} = 18,5 \text{ Mp} \rightarrow \tau_{Be} = 25,7 \text{ kp/cm}^2$

(Schubbereich 3)

Schubkraftverlauf:



$$T_s = \frac{130 \cdot 290}{2} = 18800 \text{ kp}$$

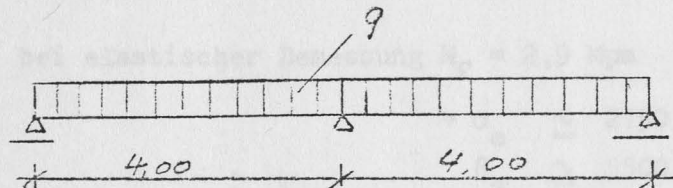
$$Fe_{s \text{ erf}} = 18800/2400 \cdot \sqrt{2} = 5,5 \text{ cm}^2$$

gew. 2  $\phi 18$

$$Fe_{s \text{ vorh}} = 5,08 \text{ cm}^2$$

#### 2.2.4 Balken 4:

Statisches System:



Belastung: Die Belastung wurde bereits in der Planung so gewählt, daß die Biegedruckzone im Bereich des negativen Gebrauchsmomentes nicht ausgenutzt wurde. Gleichmäßig verteilte Streckenlast:

$$q = 2,58 \text{ Mp/m}$$

Schnittkräfte:  $\min M_B = -5,16 \text{ Mpm}$

$$M_1 = 2,90 \text{ Mpm}$$

$$A = C = 3,88 \text{ Mp}$$

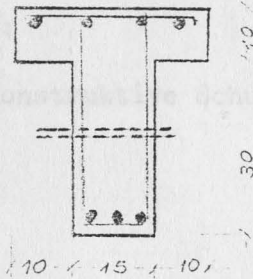
$$B = 12,9 \text{ Mp}$$

Gemäß DIN 1045 § 15.1.2. dürfen die Stützmomente um 15 % ihres Größtwertes vermindert werden, wenn bei der Bestimmung der zugehörigen Feldmomente die Gleichgewichtsbedingungen eingehalten werden.

$$\begin{aligned}\bar{M}_B &= -4,4 \text{ Mpm} \\ \bar{M}_F &= 3,1 \text{ Mpm} \\ \bar{A} &= 4,05 \text{ Mp} \\ \bar{B} &= 12,5 \text{ Mp}\end{aligned}$$

Bemessung: Bn 350  
BSt 42/50

$$d_o/h = 40/37 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned}\text{Felder: } \bar{M}_F &= 3,1 \text{ Mpm} \\ F_e &= \frac{0,44}{0,37} \cdot 3,1 = 3,7 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

gew. 1 Ø 14
2 Ø 12

$$F_{e \text{ vorh}} = 3,8 \text{ cm}^2$$

bei elastischer Bemessung  $M_F = 2,9 \text{ Mpm}$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_e &\approx 2150 \text{ kp/cm}^2 \\ \beta_s &\approx 5500 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_e/\beta_s &= 0,39\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Stütze: } \bar{M}_B &= -4,4 \text{ Mpm} \\ F_e &= \frac{0,46}{0,37} \cdot 4,4 = 5,5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

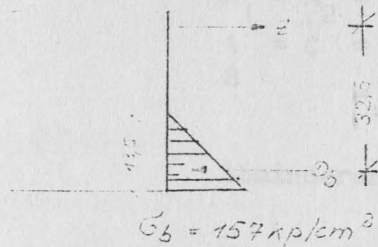
gew. 2 Ø 12
1 Ø 14
1 Ø 16

$$F_{e \text{ vorh}} = 5,6 \text{ cm}^2$$

bei elastischer Bemessung  $M_B = 5,16 \text{ Mpm}$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_e &\approx 2800 \text{ kp/cm}^2 \\ \beta_s &\approx 5000 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_e/\beta_s &= 0,56\end{aligned}$$

Biegedruckzone: (elastische Bemessung)



$$x = 13,5 \text{ cm}$$

$$z = 32,5$$

$$\sigma_b = \frac{10,32 \cdot 10,5}{15 \cdot 13,5 \cdot 32,5} = 157 \text{ kp/cm}^2$$

$$< \beta_R = 230$$

Schubbemessung:

$$\tau_A \leq \frac{3,88 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,9 \cdot 37} = 7,7 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{01}$$

(Schubbereich 1 → konstruktive Schubbewehrung)

$$\tau_B \leq \frac{6,45 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,89 \cdot 37} = 13,1 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{02}$$

(Schubbereich 2)

$$\text{red } \tau_B = 7,2 \text{ kp/cm}^2 \rightarrow T'_{\text{erf}} = 108 \text{ kp/cm}$$

gew. Bügel $\phi 6^{\text{III}}$ $a = 10 \text{ cm}$	(im Stützbereich je 1,0 m)
--	----------------------------

$$\rightarrow T'_B = \frac{2}{10} \cdot 0,28 \cdot 2400 = 134 \text{ kp/cm} > T'_{\text{erf}}$$

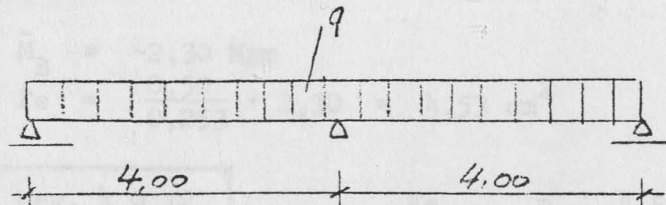
$$\text{Mindestbewehrung } f_e = b_o/8 = 1,875 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Mindestabstand } a \leq 0,5 d_o = 20 \text{ cm}$$

gew. Bügel $\phi 6^{\text{III}}$ $a = 20 \text{ cm}$	$f_e = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$
--	-----------------------------------

## 2.2.5 Balken 5:

Statisches System:



Belastung:    s. Balken 4 (2.2.4)

$$q = 1,36 \text{ Mp/m}$$



Schnittkräfte:  $\min M_B = -2,72 \text{ Mpm}$

$$M_1 = M_2 = 1,53 \text{ Mpm}$$

$$A = C = 2,03 \text{ Mp}$$

$$B = 6,80 \text{ Mp}$$

Abminderung des Stützmomentes (s. 2.2.4)

$$\bar{M}_B = 0,85 \min M_B = -2,30 \text{ Mpm}$$

$$\bar{M}_1 = \bar{M}_2 = 1,70 \text{ Mpm}$$

$$\bar{A} = \bar{C} = 2,15 \text{ Mp}$$

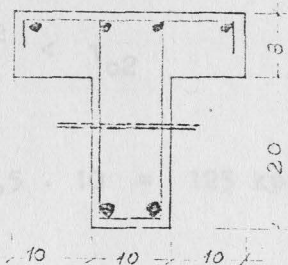
$$\bar{B} = 6,59 \text{ Mp}$$

Bemessung: Bn 350

BSt 42/50

$$d_o/h = 28/25,3 \text{ cm}$$

Querschnitt



$$\text{Felder: } \bar{M}_F = 1,70 \text{ Mpm}$$

$$Fe = \frac{0,45}{0,253} \cdot 1,7 = 3,04 \text{ cm}^2$$

gew. 2  $\emptyset$  14

$$Fe_{\text{vorh}} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{bei elast. Bemessung} \rightarrow \sigma_e \approx 2130 \text{ kp/cm}^2$$

$$M_F = 1,53 \text{ Mpm} \quad \beta_s = 4850 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s = 0,44$$

$$\text{Stütze: } \bar{M}_B = -2,30 \text{ Mpm}$$

$$Fe = \frac{0,50}{0,253} \cdot 2,30 = 4,53 \text{ cm}^2$$

gew. 4  $\emptyset$  12

$$Fe_{\text{vorh}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{bei elast. Bemessung} \rightarrow \sigma_e \approx 2850 \text{ kp/cm}^2$$

$$\min M_B = -2,72 \text{ Mpm} \quad \beta_s \approx 4400 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_e / \beta_s = 0,65$$

Biegedruckzone:  $x = 11,3 \text{ cm}$

$z = 21,5 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{5,44 \cdot 10^5}{10 \cdot 11,3 \cdot 21,5} = 225 \text{ kp/cm}^2 < \beta_R = 230 \text{ kp/cm}^2$$

Schubbemessung:

Mindestschubbewehrung:  $f_e = b_o/3 = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mindestbügelabst.:  $d \leq d_o/2 = 14 \text{ cm}$

gew. Bügel  $\phi 6^{\text{III}}$   $a = 14 \text{ cm}$

$$T'_B = 96 \text{ kp/cm}$$

$$\tau_A \leq \frac{2,03 \cdot 10^3}{10 \cdot 0,9 \cdot 25,3} = 9,0 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{o1}$$

(Schubbereich 1 Konstr. Bewehrung)

$$\tau_B \leq \frac{3,4 \cdot 10^3}{10 \cdot 0,776 \cdot 25,3} = 17,3 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{o2}$$

$$\text{red } \tau_B \leq 12,5 \text{ kp/cm}^2 \rightarrow T'_{\text{erf}} = 12,5 \cdot 10 = 125 \text{ kp/cm}$$

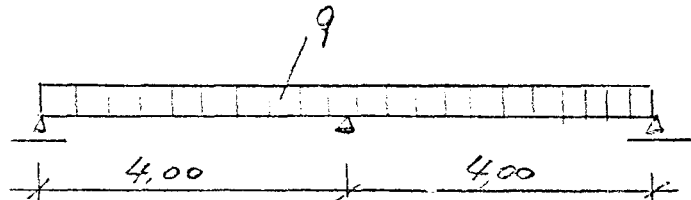
gew. Stützbereich  $\phi 6^{\text{III}}$   $a = 10 \text{ cm}$

$$T'_B = 134 \text{ kp/cm}$$

( $l = 1,60 \text{ m}$ )

## 2.2.6 Platte 6:

Statisches System:



Belastung:

Neben dem Eigengewicht und einem möglichen Deckenaufbau (Belag =  $150 \text{ kp/m}^2$ ) wurde eine Verkehrslast von  $500 \text{ kp/m}^2$  angesetzt.

Eigengewicht	=	$250 \text{ kp/m}^2$
Belag	=	$150 \text{ kp/m}^2$
Verkehrslast	=	$500 \text{ kp/m}^2$
<hr/>		
Gesamtbelastung $q$	=	$900 \text{ kp/m}^2$

Mit dieser hohen Belastung und den extremen Schlankheitsverhältnissen wurden sehr ungünstige Verhältnisse zugrunde gelegt, um eine möglichst große Auflagerrotation zu erzielen.

Schnittkräfte:

$$\begin{aligned} \min M_B &= -1800 \text{ kpm} \\ M_1 = M_2 &= 1020 \text{ kpm} \\ A = C &= 1350 \text{ kp} \\ B &= 4500 \text{ kp} \end{aligned}$$

Abminderung des Stützmomentes (s. 2.2.4)

$$\begin{aligned} \bar{M}_B &= 0,85 \min M_B = -1530 \text{ kpm} \\ \bar{M}_1 &= \bar{M}_2 = 1125 \text{ kpm} \\ \bar{A} &= \bar{C} = 1420 \text{ kp} \\ \bar{B} &= 4360 \text{ kp} \end{aligned}$$

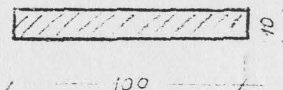
Bemessung:

Bn 250

Querschnitt

BSt 50/55

$$\begin{aligned} d/h &= 10/8,5 \text{ (Feld)} \\ &= 10/8,0 \text{ (Stütze)} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Felder: } \bar{M}_F &= 1,125 \text{ Mpm} \\ F_e &= \frac{0,39}{0,085} \cdot 1,125 = 5,15 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

gew. R 317 + R 222

bei elast. Bemessung:

$$M_F = 1,02 \text{ Mpm}$$

$$\begin{aligned} F_{e \text{ vorh}} &= 5,39 \text{ cm}^2 \\ \sigma_e &= 2450 \text{ kp/cm}^2 \\ \beta_s &= 5500 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_e / \beta_s &\approx 0,45 \end{aligned}$$

$$\text{Stütze: } \bar{M}_B = -1,53 \text{ Mpm}$$

$$F_e = \frac{0,40}{0,080} \cdot 1,53 = 7,60 \text{ cm}^2$$

gew. R 377 + R 317

bei elast. Bemessung:

$$\min M_B = -1,8 \text{ Mpm}$$

$$\begin{aligned} F_{e \text{ vorh}} &= 6,94 \text{ cm}^2 \\ \sigma_e &\approx 3700 \text{ kp/cm}^2 \\ \beta_s &= 5500 \text{ kp/cm}^2 \\ \sigma_e / \beta_s &= 0,67 \end{aligned}$$

Biegedruckzone:  $x = 2,8 \text{ cm}$

$z = 7,6 \text{ cm}$

$$\sigma_b = \frac{3,6 \cdot 10^5}{100 \cdot 2,8 \cdot 7,6} = 170 \text{ kp/cm}^2 < \beta_R = 175 \text{ kp/cm}^2$$

Schubbemessung: Gemäß DIN 1045 § 17.5.5 darf bei Platten auf eine Schubbewehrung verzichtet werden, wenn der Rechenwert

$$\tau_o < K_1 \cdot \tau_{o11} \text{ ist.}$$

$$K_1 = \frac{0,2}{2} + 0,33 > 1,0 \rightarrow K_1 = 1$$

$$\tau_B \leq \frac{2,25 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,86 \cdot 8,5} = 3,08 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{o11} = 3,5 \text{ kp/cm}^2$$

Es wurde keine Schubbewehrung eingebaut.

### 2.3 Meßquerschnitte

Über den Zwischenauflagern der Versuchskörper wurden für die Messung der Stahldehnung der obenliegenden Stützbewehrung Meßmarken aus Messing an je 2 Bewehrungsstäben vor dem Betonieren befestigt. Um sie von oben für die Setzdehnungsmesser (Meßlänge  $l = 200 \text{ mm}$ ) zugänglich zu erhalten, wurden die Meßmarken durch Kunststoffhülsen ausgespart.

An jeder Dehnungsmeßstelle wurde zur Temperaturkompensation ein Fe-Konst.-Thermoelement zwischen den beiden Meßmarken am Stahl angebracht.

Für die Messung von Stahl- bzw. Betontemperaturen wurden an der untenliegenden Feldebewehrung Fe-Konst.-Thermoelemente angebracht und in verschiedenen Punkten der Versuchskörper Meßleitern eingebaut.

### 2.4 Lagerung und Trocknung

Alle Versuchskörper wurden in einer geschlossenen Halle gelagert, die annähernd das Normklima 20/65 aufwies.

Durch Trocknung von Betonproben, die für den untersuchten Querschnitt repräsentativ waren, wurde zum Zeitpunkt der Versuche der mittlere Betonfeuchtigkeitsgehalt ermittelt. Hierbei wurden die Proben bei  $105^{\circ}\text{C}$  bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die festgestellten Werte sind in Tafel 2 wiedergegeben.

## 3. Versuchsaufbau

### 3.1 Brandraum und Beheizung

Die Versuchskörper wurden als obere Abdeckung zweier Brandkammern mit den lichten Abmessungen

L	$\approx$	3,50 m
B	$\approx$	4,00 m
H	$\approx$	1,55 m

eingebaut. Die Restfläche der Kammern war mit Gasbetonplatten abgedeckt.

Die innere Ausmauerung der Brandraumwände und des Bodens bestand aus Hart-schamotte, während die gemauerten Auflagerwände (Zwischenauflager und ein Endauflager) durch Gasbetonsteine geschützt wurden.

Jede Brandkammer wurde durch 6 Ölbrenner unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 51 603 beheizt. Die Brandbeanspruchung folgte der Einheitstemperaturkurve gemäß DIN 4102. Die Flammenlänge der sich gegenüberliegenden Brenner betrug im allgemeinen etwa 0,8 - 1,0 m. Die Rauchgase wurden durch Abzüge am Boden der Brandkammern abgesaugt.

### 3.2 Einbau und Belastung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden als Zweifeldkonstruktionen mit festem Mittelauf-lager und horizontal verschieblichen Endauflagern eingebaut. Die zu beflam-menden Felder mit einer Stützweite von  $l = 4,00$  m wurden auf einer Länge von 3,50 m der Brandbeanspruchung ausgesetzt. Alle Endauflagerkonstruktionen lagen außerhalb der Brandräume und wurden durch besondere Isolierung vor der Wärmeeinwirkung geschützt, um eine unzulässige Aufwärmung der Kraftmeß-dosen zu verhindern.

Bei den Balken 2 und 3 war im Verlauf der Brandversuche am Endauflager C des nicht belasteten und nicht beflamnten Feldes 2 eine negative Auflager-kraft zu erwarten. Das Auflager wurde deshalb durch eine hydraulische Presse gegen Abheben gesichert.

Die Mittelauflegerkonstruktion wurde beiden Balken 1 - 3 und der Platte 6 auf eine Wand aufgebaut, wobei die Balken auch seitlich gegen Erwärmung ge-schützt wurden, bei den Balken 4 und 5 lag sie hingegen auf einer mit Vermitectaplatten geschützten Stahlstütze (s. Bild 23 und 29), wobei die Balken seitlich voll aufgeheizt werden konnten. In beiden Fällen wurden die Auflagerplatten und die Balken von unten durch Vermiculiteputz bzw. durch Mineralwolle gegen Wärmeeinwirkung geschützt.

Die Belastung wurde über hydraulische Pressen und ein Lastverteilungs-system in die Versuchskörper eingetragen (s. Anlage 1). Die Pressenkraft wurde während der Versuche konstant gehalten und entsprach etwa einer gleichmäßig verteilten Belastung.

Die Versuchsanordnung ist auf Anlage 1 dargestellt.

### 3.3 Meßprogramm

Das Meßprogramm umfaßte folgende Aufgaben:

#### 3.3.1 Messung der Brandraumtemperaturen mit NiCr-Ni-Thermoelementen.

Je Feld wurden 6 Elemente in gleichmäßigem Abstand beiderseits des Balkens angeordnet (s. auch Anlage 1).

#### 3.3.2 Messung der Stahltemperatur an der Feldbewehrung (oben + unten) in Feldmitte mit Fe-Konst.-Thermoelementen.

#### 3.3.3 Messung der Stahltemperatur an der oben liegenden Stützbewehrung mit Fe-Konst.-Thermoelementen u. a. zur Temperaturkompensation im Bereich der Dehnungsmeßstellen nach 4.3.5.

#### 3.3.4 Messung der Betontemperaturen im Bereich des Mittelaufagers mit Meßleitern aus Fe-Konst.-Thermoelementen.

#### 3.3.5 Messung der Stahldehnung an der oben liegenden Stützbewehrung mit Setzdehnungsmessern an einer Meßlänge von 200 mm. An jedem Balken wurden mindestens zwei Meßstrecken über der Mittelstütze vorgesehen.

#### 3.3.6 Messung der Endauflagerkräfte mit Hilfe von Kraftmeßdosen (siehe z.B. Bild 19 und Anlage 1) und Manometerablesung von hydraulischen Pressen. An den beiden geschützten Endauflagern der beidseitig belasteten und beflamten Durchlaufkonstruktionen wurden Kraftmeßdosen installiert, an denen direkt die Auflagerkraft abgelesen werden konnte. An den Endauflagern, an denen während des Versuches mit negativen Auflagerkräften gerechnet werden mußte, wurden die Absteifungskräfte über das Manometer einer hydraulischen Presse abgelesen.



3.3.7 Messung der vertikalen Durchbiegung der Versuchskörper mit Hilfe feiner Stahldrähte, die von der jeweiligen Meßstelle zu Rollenmeßgeräten bzw. zu mechanisch-elektrischen Meßvorrichtungen geführt wurden, d.h. die Durchbiegung wurde sowohl an den Rollenmeßgeräten als auch über einem elektrischen Schreiber aufgetragen. Die Anordnung der Meßstellen ist in Anlage 1 dargestellt.

3.3.8 Messung der horizontalen Verschiebung und der Auflagerverdrehung unter Verwendung feiner Stahldrähte, die über Rollenmeßgeräte die horizontale Verschiebung zweier oberhalb des Balkens gelegenen, an einem T-Profil fixierten Punkten angaben (s. Bild 8).

### 3.4 Sonstige Beobachtungen

Das Verhalten der Versuchsbalken wurde während der Versuche dauernd kontrolliert; insbesondere wurden Feuchtigkeitsaustritt und Rißbildungen beobachtet.

## 4. Versuchsergebnisse

### 4.1 Temperaturmessungen

Der Temperatur-Zeit-Verlauf im Brandraum für die einzelnen Versuche lag im zulässigen Toleranzbereich gemäß DIN 4102,

Der Verlauf des Temperaturanstieges der unteren Feldbewehrung ist in den Anlagen 4, 6, 8 - 10 dargestellt.

Die Temperaturen der Stützbewehrung wurden registriert und bei der Auswertung der Stahldehnungen (Temperaturkompensation) berücksichtigt.

Die Betontemperaturen wurden besonders im Bereich der Mittelauflager gemessen und sind in den Anlagen 5 u. 7 dargestellt. Im vollbeheizten Bereich (Feldmitte) wurde eine Übereinstimmung der gemessenen Werte mit bereits bekannten Isothermenverläufen über Balken mit gleichem Querschnitt festgestellt. Deshalb wurden diese Temperaturen nicht dargestellt.

### 4.2 Stützmomentenverlauf

Der Anstieg des Stützmomentes läßt sich nach zwei verschiedenen Methoden ermitteln, einmal über die Meßwerte der Stahldehnung über dem Mittelauflager und zum anderen über die gemessenen Endauflagerreaktionen.



#### 4.2.1 Ermittlung des Stützmomentenverlaufs über Maßwerte der Stahldehnung

Der Verlauf der gemessenen Dehnungen der Stützbewehrung ist in den Bildern 3 - 7 aufgetragen; die aufgezeichneten Werte stellen reine Spannungsdehnungen dar, da die Temperaturdehnungen bereits mit Hilfe der Temperaturmeßwerte der entsprechenden Stäbe kompensiert wurden. Als Temperaturdehnungskoeffizient wurde  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$  angenommen. Die zugehörigen Stahlspannungen, die über die tatsächlichen Spannungsdehnungsdiagramme der verwendeten Bewehrung ermittelt wurden, sind ebenfalls in den Bildern 3 - 7 dargestellt.

Mit diesen Stahlspannungen wurden die Stützmomente über folgende Ansätze ermittelt:

1.  $F_e$  (Stützbewehrung)  $\rightarrow$  vorgegeben
2.  $\sigma_e = \beta_s$  (Stahlspannung)  $\rightarrow$  aus Setzdehnungsmessung und Spannungsdehnungsdiagramm
3.  $Z_s = F_e \cdot \sigma_e$
4.  $D_b = Z_s$
5.  $k_x$  und  $k_z \rightarrow$  aus Bemessung
6.  $z = k_z \cdot h$
7.  $M_B = z \cdot F_e \cdot \sigma_e$

Im Rahmen dieser Arbeit wurden hinsichtlich der Form der Biegedruckzone die Annahmen nach DIN 1045 neu zugrunde gelegt. Die  $k_x$ - und  $k_z$ -Werte der Bemessungstabellen beziehen sich auf den Bruchzustand, d.h. bei Ausnutzung der Biegedruckzone wird ein parabol-rechteck-förmiger Spannungsverlauf angesetzt.

Bei den Versuchen 1 - 3 und 6 wurde der Beton im Bereich des Mittelauf-lagers nur auf etwa 350°C (gemessen in der Auflagerachse, 1 cm von der Oberfläche der Unterseite entfernt) aufgeheizt. Innerhalb dieser Temperaturgrenzen nimmt nach Schneider [7], siehe Bild 1, die Betondruckfestigkeit im Bereich des maximalen Stützmomentes gegenüber dem Kaltzustand nur unwesentlich ab. Die Form der Biegedruckzone und die Lage der Druckresultierenden werden sich daher nach Aufbau des "plastischen Stützmomentes" (s. Bild 34) bis zum Versuchsende nicht stark verändern. Deshalb wurden die bei der Bemessung ermittelten  $k_x$ - und  $k_z$ -Werte für die weitere Berechnung zugrunde gelegt.

Auch bei einer höheren Aufheizung des Mittelauflagerbereichs, wie es bei den Balken 4 und 5 infolge der veränderten Auflagerkonstruktion möglich war, kann hinsichtlich der Form der Biegedruckzone bis zum Aufbau des plastischen Stützmoments ( $t < 30$  Minuten) mit den gleichen Ansätzen gerechnet werden, da bei zweiseitiger Beheizung des Steges in diesem Zeitraum keine höheren Temperaturen im Betonquerschnitt möglich sind.

Geht man von der Voraussetzung aus, daß die Biegedruckzone im Bereich des negativen Gebrauchsmomentes voll ausgenutzt ist und daß die Annahmen nach DIN 1045 hinsichtlich der Rechenfestigkeit des Betons zutreffen, muß bei weiterer Aufheizung des Querschnitts mit einem Abbau des plastischen Momentes gerechnet werden, da die Druckresultierende durch die Abnahme der Betondruckfestigkeit in den äußeren Betonschichten weiter zur Nulllinie rückt.

Dieser Effekt ist auch bei den Versuchen 4 und 5 nicht ganz auszuschließen. Bei der Auswertung der Berechnung der Stützmomente wird jedoch angenommen, daß das plastische Moment bis zum Versuchsende in voller Größe aufgebaut bleibt, da die ermittelten Betondruckfestigkeiten ( $\beta_w = 455 \text{ kp/cm}^2$ ,  $\beta_R = 0,65 \cdot 455 = 295 \text{ kp/cm}^2$ ) wesentlich über der Rechenfestigkeit für Bn 350 ( $\beta_R = 230 \text{ kp/cm}^2$ ) lagen. Außerdem ist auch bei mittleren Betontemperaturen von  $500^\circ\text{C}$  noch mit einer zulässigen Druckfestigkeit von 60 % der Ausgangsfestigkeit zu rechnen (s. Bild 1).

Die oben angeführten Angaben beziehen sich nur auf die Versuchsauswertung. Allgemeine Angaben über das Brandverhalten der Biegedruckzone sind den Ergebnissen der Forschungsarbeit "Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken bei dreiseitigem Feuerangriff" [4] zu entnehmen, da dort Versuche mit ausgenutzter Biegedruckzone durchgeführt wurden. Diese Ergebnisse werden auch in den "Vorläufigen Konstruktionsrichtlinien" (siehe Tafel 11) berücksichtigt.

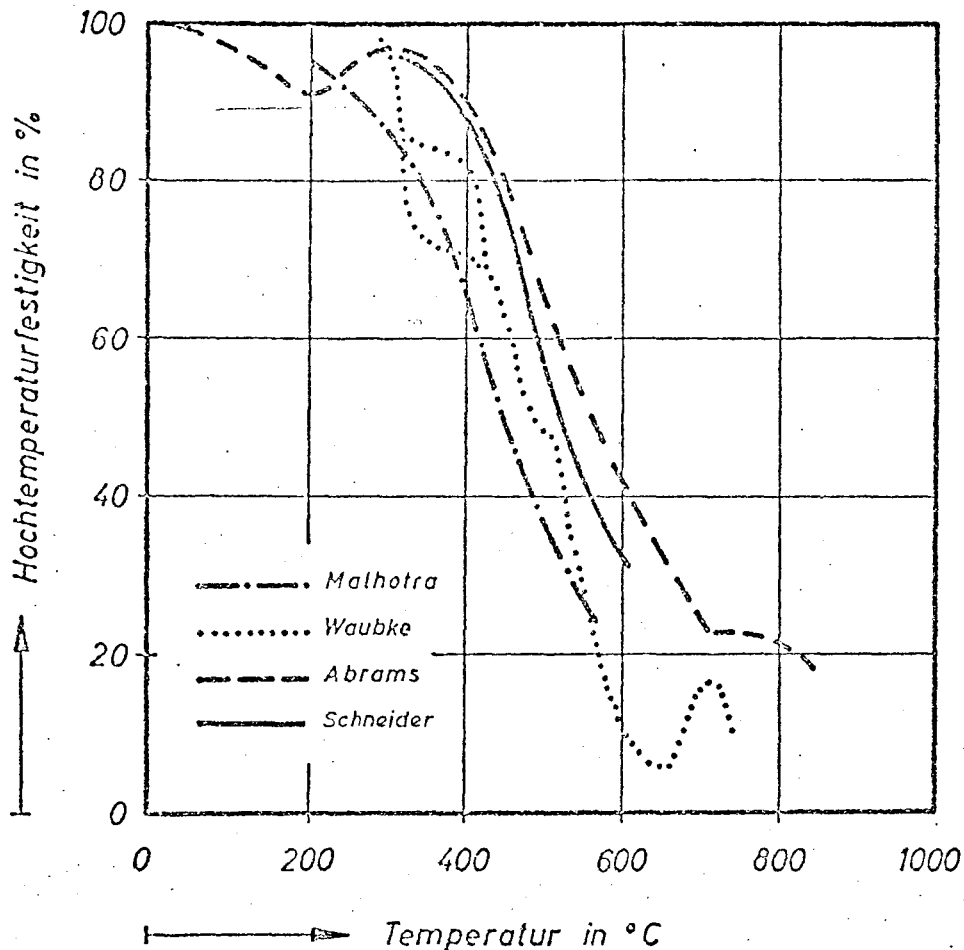


Bild 1: Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigen Zuschlagstoffen [7]

#### 4.2.2 Ermittlung des Stützmomentenverlaufs über Meßwerte der Endauflagerreaktionen

Die nach Abschnitt 4.2.1 errechneten Stützmomente sind auf Rechenannahmen angewiesen, die besonders in der Aussage über die Form der Biegedruckzone ungenau sein können. Deshalb wurde eine Kontrollmöglichkeit über die Messung der Endauflagerreaktionen vorgesehen. Mit diesen gemessenen Auflagerwerten und den eingetragenen äußeren Kräften können über die Gleichgewichtsbedingungen die Stützmomente wie folgt errechnet werden:

1.  $A$  [Mp] bzw.  $C$  [Mp]  $\rightarrow$  gemessener Wert
2.  $q$  [Mp/m]  $\rightarrow$  Eigengewicht
3.  $P$  [Mp]  $\rightarrow$  Belastung, Pressenkraft
4.  $M_B = A \cdot l - \frac{q l^2}{2} - P_1 \cdot l_1$

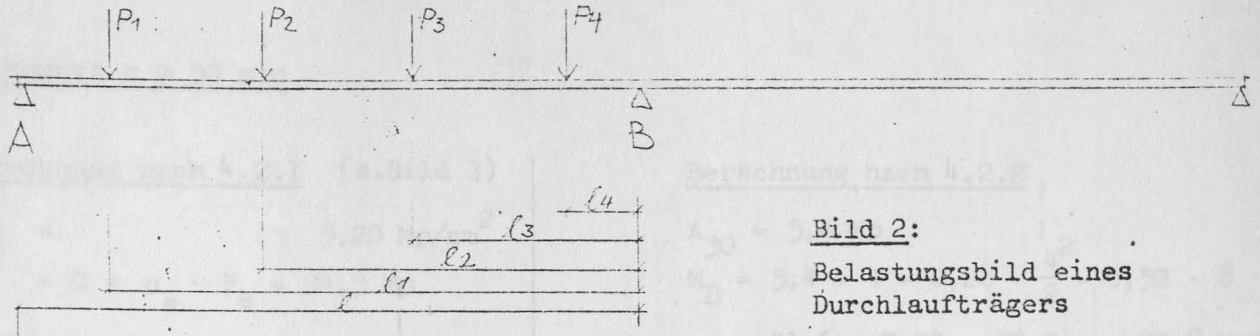


Bild 2:  
Belastungsbild eines  
Durchlaufträgers

Dabei ist allerdings zu beachten, daß die Meßgenauigkeit der Kraftmeßdosen von der Auflagerrotation abhängig ist. In Kontrollversuchen an statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken mit genau definierter Lasteintragung und folglich genau berechenbaren Auflagerreaktionen wurde festgestellt, daß die Kraftmeßdosen bei größerer Auflagerrotation zu geringe Werte anzeigten.

Nach einer in den einzelnen Versuchen unterschiedlichen Branddauer stellten sich bei noch geringerer Auflagerrotation vorübergehend annähernd konstante Auflagerdrücke ein; mit diesen Werten wurden jeweils die maximalen Stützmente berechnet.

#### 4.2.3 Zahlenwerte für die Stützmente

In den folgenden Berechnungen werden die Zahlenwerte für die Stützmente nach beiden Verfahren ermittelt und verglichen. Im Gegensatz zur Bemessung Abschn. 3.2 wurde für die Balken 1 - 3 die Betongüte Bn 450 angesetzt, da die Würfel Festigkeit zum Zeitpunkt der Versuche  $492 \text{ kp/cm}^2$  betrug.

Balken 1: (Bn 450; St 42/50,  $F_e = 18,2 \text{ cm}^2$ )

Zeitpunkt  $t = 0$ :  $M_{B \text{ el}} = - 14,02 \text{ Mpm}$  (Bemessungsmoment)

$$\sigma_{\text{el}} = 2,07 \text{ Mp/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 43 \text{ cm}$$

$$\rightarrow k_h = 5,1$$

$$k_x = 0,38$$

$$k_z = 0,85$$

Kontrolle:

$$A_{\text{rechn}} = 10,09 \text{ Mp}$$

$$A_{\text{gem}} = 9,7 \text{ Mp} \rightarrow$$

$$M_B = - 15,6$$

$$k_x = 0,41 \rightarrow x = 17,6 \text{ cm}$$

$$k_z = 0,83 \rightarrow z = 35,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = 2,3 \text{ Mp/cm}^2$$

Zeitpunkt  $t \geq 30$  min

Berechnung nach 4.2.1 (s. Bild 3)

$$\sigma_e = 5,20 \text{ Mp/cm}^2$$

$$Z = D = \sigma_e \cdot F_e = 94,5 \text{ Mp}$$

$$x = 17,6 \text{ cm}$$

$$z = 35,7 \text{ cm}$$

Die Lage der Nulllinie und der Hebelarm der inneren Kräfte ändert sich gegenüber dem Kaltzustand nur unwesentlich.

$$M_B = - 0,356 \cdot 18,2 \cdot 5,2 = - 33,6 \text{ Mpm}$$

Berechnung nach 4.2.2

$$A_{30} = 5,4 \text{ Mp}$$

$$M_B = 5,4 \cdot 4 - 0,28 \cdot \frac{4^2}{2} - 6,52 \cdot 8 = 21,6 - 2,24 - 52,2 = - 32,8 \text{ Mpm}$$

Das erreichte plastische Moment ist um das 2,35-fache größer als das Stützmoment (Bemessungsmoment) im kalten Zustand. Das entspricht etwa dem Verhältnis  $\beta_s/\sigma_e$ .

Der Verlauf der Schnittkräfte ( $M_B$  und  $C$ ) sowie der Stahldehnung und der Stahlspannung ist in Bild 3 dargestellt.

Balken 2: (Bn 450; St 42/50;  $F_e = 18,2 \text{ cm}^2$ )

Zeitpunkt  $t = 0$   $M_{B \text{ el}} = - 10,15 \text{ Mpm}$  (Bemessungsmoment)

$$\sigma_{el} = 1,50 \text{ Mp/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 43 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow k_h = 6,05$$

$$k_x = 0,29$$

$$k_z = 0,89$$

Kontrolle:  $A_{\text{rechn}} = 10,25 \text{ Mp}$

$$A_{\text{gem}} = 9,9 \text{ Mp} \longrightarrow$$

$$M_B = - 11,60 \text{ Mpm}$$

$$k_x = 0,31 \longrightarrow x = 13,3$$

$$k_z = 0,88 \longrightarrow z = 37,7$$

$$\sigma_e = 1,72 \text{ Mp/cm}^2$$

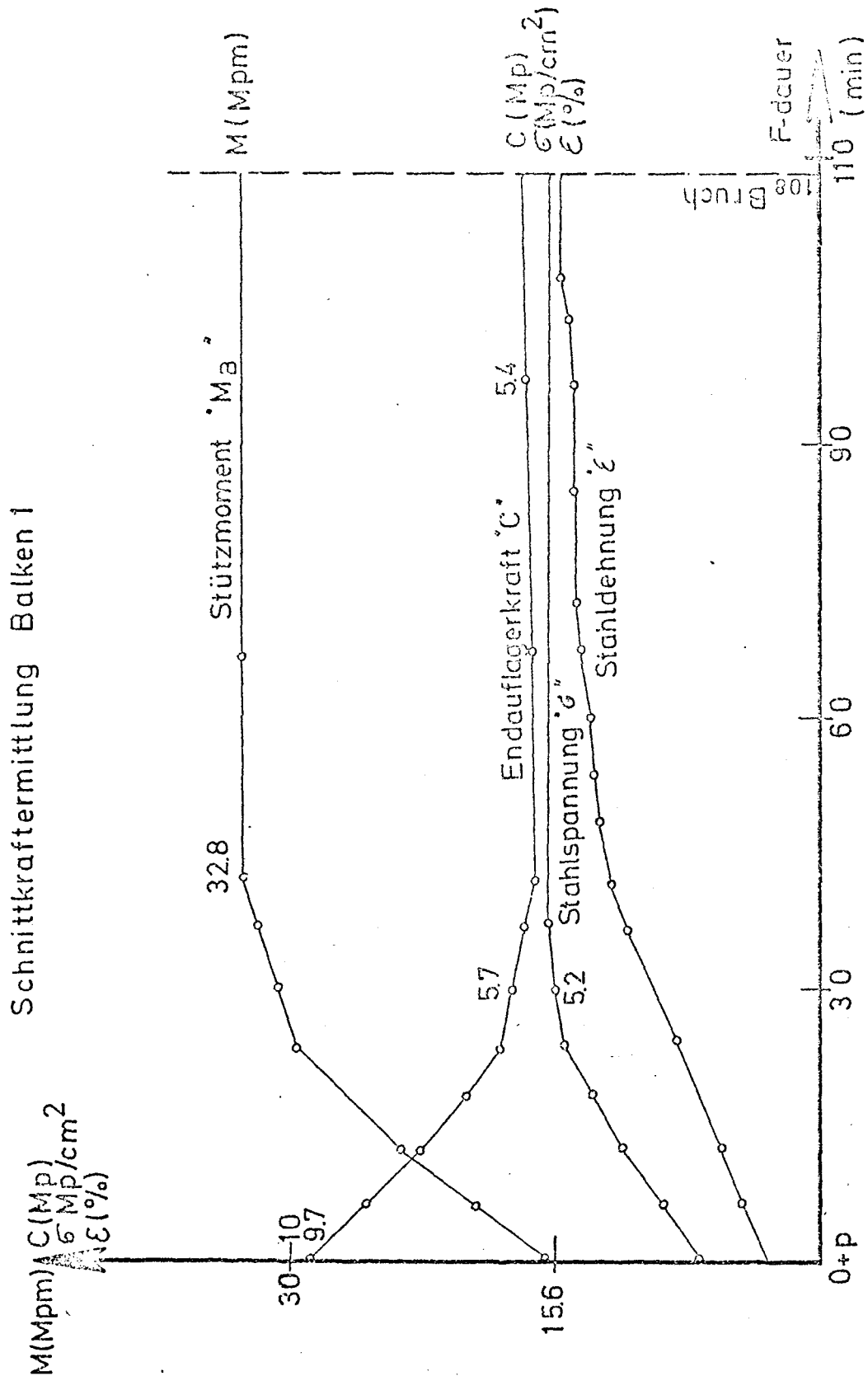


Bild 3: Änderung der Stahldehnung und -spannung sowie des Momentes über der Mittelstütze und der Auflagerkraft am Endauflager für Balken I

# Schnittkraftermittlung Balken 2

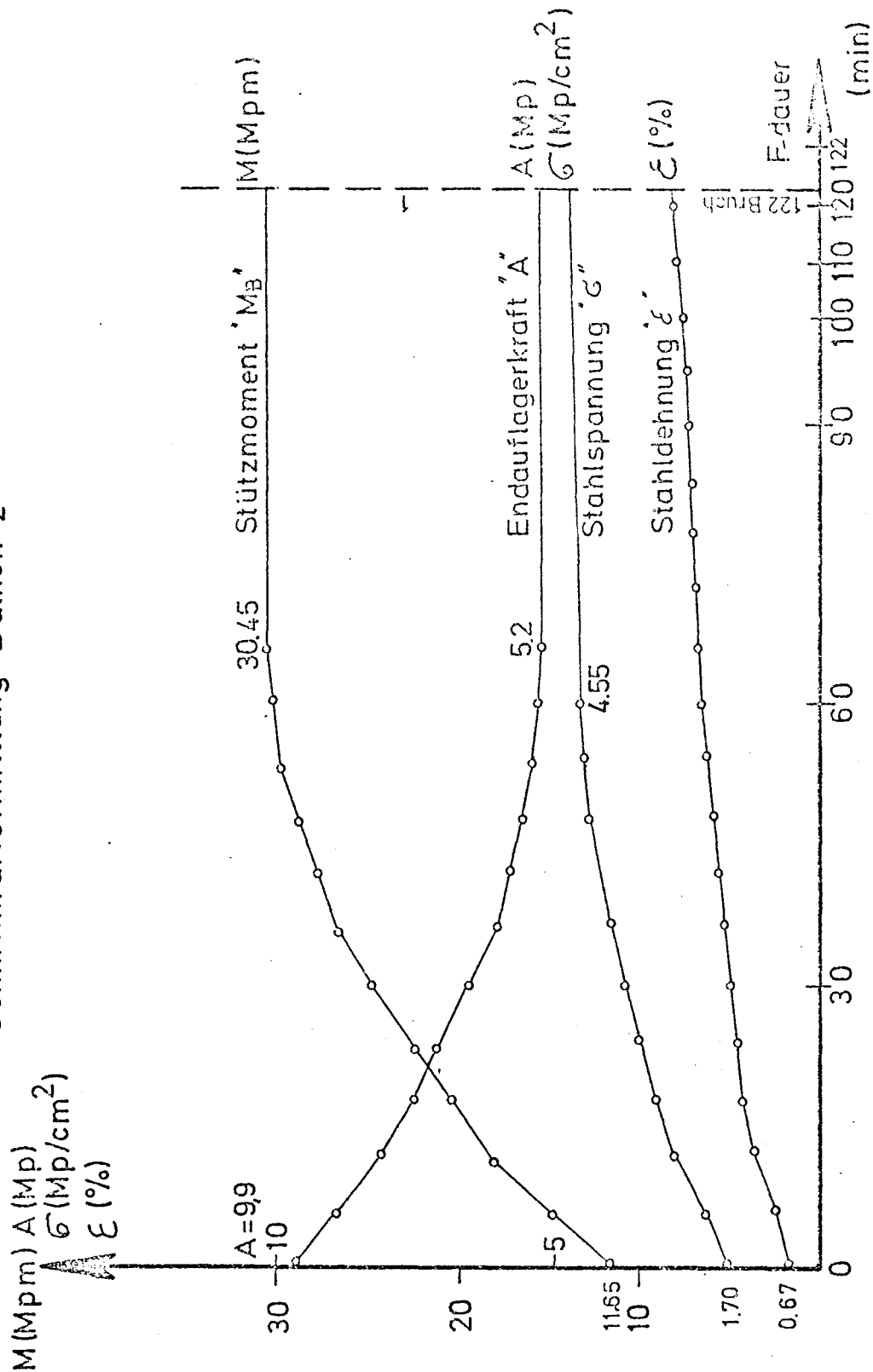


Bild 4: Änderung der Stahldehnung und -spannung sowie des Momentes über der Mittelstütze und der Auflagerkraft am Endauflager für Balken 2

Zeitpunkt  $t = 55$  cm

Berechnung nach 4.2.1

$$\begin{aligned}\sigma_e &= 4,55 \text{ Mp/cm}^2 \quad (\text{s. Bild 4}) \\ Z &= D = \sigma_e \cdot F_e = 83 \text{ Mp} \\ x &= 13,3 \text{ cm} \\ z &= 37,7 \text{ cm} \\ M_B &= - 0,377 \cdot 18,2 \cdot 4,55 = - 31,3 \text{ Mpm}\end{aligned}$$

Berechnung nach 4.2.2

$$\begin{aligned}A_{55} &= 5,2 \text{ Mp} \\ M_{B 55} &= 5,2 \cdot 4,0 - 0,28 \cdot \frac{4^2}{2} = 6,12 \cdot \\ &= - 30,45 \text{ Mpm}\end{aligned}$$

Das erreichte plastische Moment ist um das 2,6-fache größer als das Stützmoment im kalten Zustand.

Der Verlauf der Schnittkräfte sowie der Stahldehnung und der Stahlspannung ist in Bild 4 dargestellt.

Balken 3: (Bn 450; St 42/50;  $F_e = 18,04 \text{ cm}^2$ )

Bei diesem Versuch lösten sich kurz nach Versuchsbeginn die Meßmarken an den Dehnungsmeßstellen, so daß das Stützmoment nur über die Auflagermessung errechnet werden kann bzw. ein Vergleich nur über die gemessene Fließgrenze des Stahls möglich ist.

$$\begin{aligned}\text{Zeitpunkt } t = 0 \quad M_{B \text{ el}} &= - 12,0 \text{ Mpm (Bemessungsmoment)} \\ \sigma_{\text{el}} &\cong 1,80 \text{ Mp/cm}^2 \\ b &= 20 \text{ cm} \\ h &= 43 \text{ cm} \\ \longrightarrow k_h &= 5,55 \\ k_x &= 0,33 \longrightarrow x = 14,2 \text{ cm} \\ k_z &= 0,87 \longrightarrow z = 37,5 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\text{Kontrolle: } A_{\text{rechn}} \cong A_{\text{gemessen}}$$



Zeitpunkt  $t = 70$  min

Berechnung nach der Fließgrenze der Bewehrung (4.2.1)

$$\begin{aligned}\sigma_e &= 4,95 \text{ Mp/cm}^2 \\ Z &= D = \sigma_e \cdot F_e = 89,5 \text{ Mp} \\ M_B &= \underline{- 33,2 \text{ Mpm}}\end{aligned}$$

Berechnung nach 4.2.2

$$\begin{aligned}A_{70} &= 9,0 \text{ Mp} \\ M_{B 70} &= \underline{- 30,2 \text{ Mpm}}\end{aligned}$$

Die etwas größere Differenz zwischen beiden ermittelten Momenten liegt vermutlich darin, daß sich auch nach der 70. Minute das Stützmoment noch etwas vergrößert. Es konnte bei diesem Versuch kein konstanter Auflagerdruck über eine längere Zeit festgestellt werden, deshalb wurde der Wert  $A_{70}$  gewählt, der gegenüber den Messungen davor nur sehr geringe Abweichungen zeigt.

Wird der größere Wert zugrunde gelegt, ist das erreichte plastische Moment um das 2,75-facher größer als das Stützmoment im kalten Zustand (Verlauf der Schnittkräfte siehe Bild 5). Das entspricht etwa dem Verhältnis  $\beta_s/\sigma_e$ .

In den Versuchen 4 bis 6 wurde das Stützmoment bei der Bemessung gemäß DIN 1045 neu um 15 % abgemindert, bei gleichzeitiger Vergrößerung der Feldmomente entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen. Außerdem waren alle drei Bauteile wesentlich biegeweicher als die 20 cm breiten Balken. Als Folge davon nahmen die Stahldehnungen der Stützbewehrung wesentlich schneller zu und erreichten bereits bis zur 30. Minute etwa 10 ‰. Die weiter wachsenden Dehnungen konnten mit dem gewählten Meßverfahren nicht mehr registriert werden.

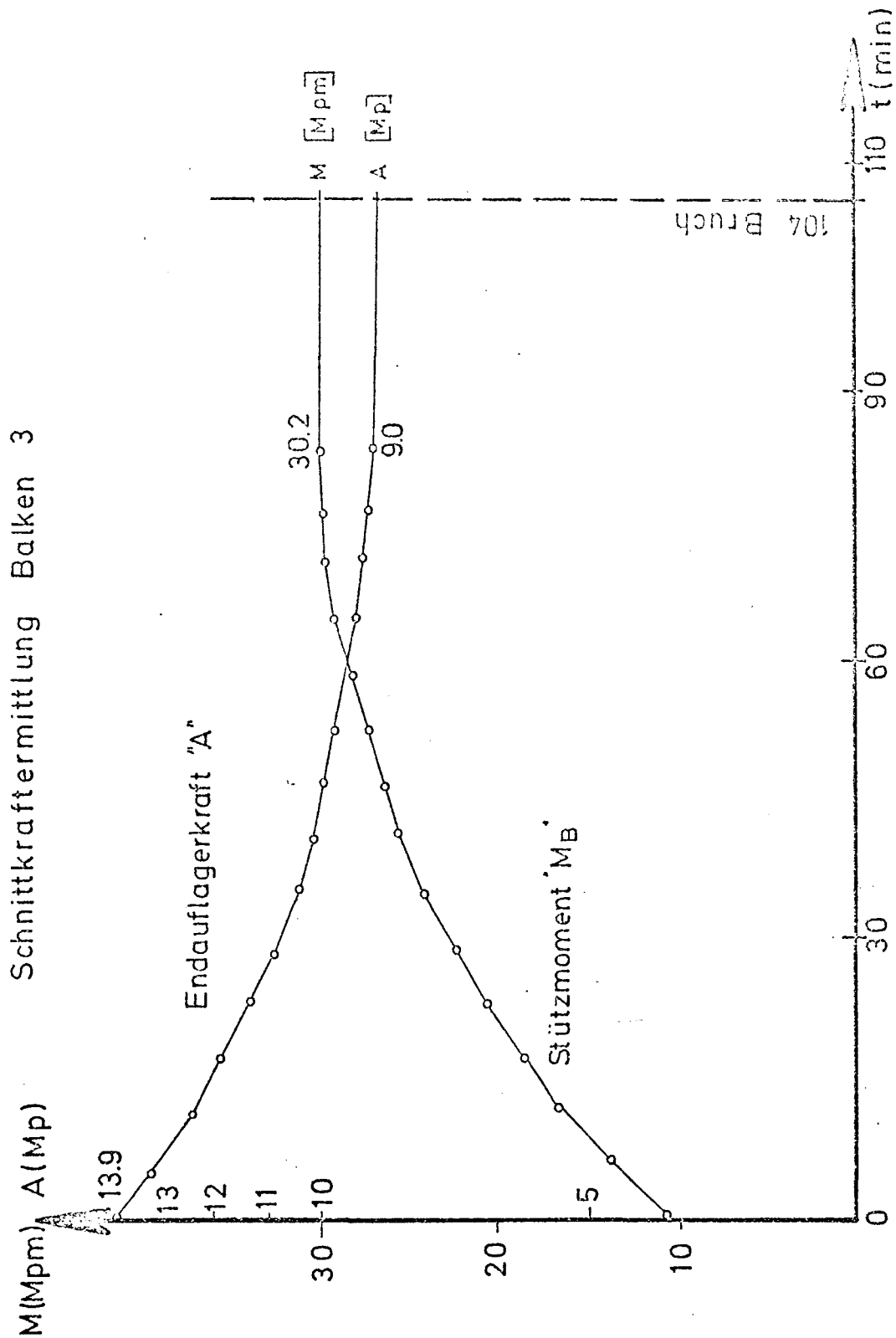


Bild 5: Änderung des Momentes über der Mittelstütze und der Auflagerkraft am Endauflager für Balken 3

Balken 4: (Bn 350; St 42/50;  $F_e = 5,6 \text{ cm}^2$ )

Zeitpunkt t = 0

$$\begin{aligned} M_{B \text{ el}} &= - 5,15 \text{ Mpm} \\ 0,85 M_{B \text{ el}} &= - 4,4 \text{ Mpm ( Bemessungsmoment )} \\ \sigma_{\text{el}} &= 2,8 \text{ Mp/cm}^2 \\ b &= 15 \text{ cm} \\ h &= 37 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \longrightarrow k_h &= 6,35 \\ k_x &= 0,31 \\ k_z &= 0,88 \end{aligned}$$

Kontrolle:

$$\begin{aligned} A_{\text{rechn}} &= 4,05 \text{ Mp} \\ A_{\text{gem}} &= 3,8 \text{ Mp} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= 5,5 \text{ Mp} \\ k_x &= 0,33 \longrightarrow x = 12,2 \text{ cm} \\ k_z &= 0,87 \longrightarrow z = 32 \text{ cm} \\ \sigma_e &= 3,0 \text{ Mp/cm}^2 \end{aligned}$$

Zeitpunkt t = 20 Min

Berechnung nach 4.2.1

$$\begin{aligned} \sigma_e &= 5,00 \text{ Mp/cm}^2 \text{ (s. Bild 6)} \\ Z &= D = \sigma_e \cdot F_e = 28,2 \text{ Mp} \\ x &\cong 12,2 \text{ cm} \\ z &\cong 32 \text{ cm} \\ M_B &= - 28,2 \cdot 0,32 = - 9,1 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

Berechnung nach 4.2.2

$$\begin{aligned} A_{20} &= 2,8 \text{ Mp} \\ M_{B \ 20} &= - 9,5 \text{ Mpm} \end{aligned}$$

Balken 5: (Bn 350; St 42/50;  $F_e = 4,6 \text{ cm}^2$ )

Zeitpunkt t = 0

$$\begin{aligned} M_{B \text{ el}} &= - 2,71 \text{ Mpm} \\ 0,85 M_{B \text{ el}} &= - 2,30 \text{ Mpm ( Bemessungsmoment )} \\ \sigma_{\text{el}} &= 2,85 \text{ Mp/cm}^2 \\ b &= 10 \text{ cm} \\ h &= 25,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_h &= 5,3 \\ k_x &= 0,40 \longrightarrow x = 10 \text{ cm} \\ k_z &= 0,84 \longrightarrow z = 21,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrolle:

$$\begin{aligned} A_{\text{rechn}} &= 2,03 \text{ Mp} \\ A_{\text{gem}} &= 2,0 \text{ Mp} \sim 2,03 \end{aligned}$$

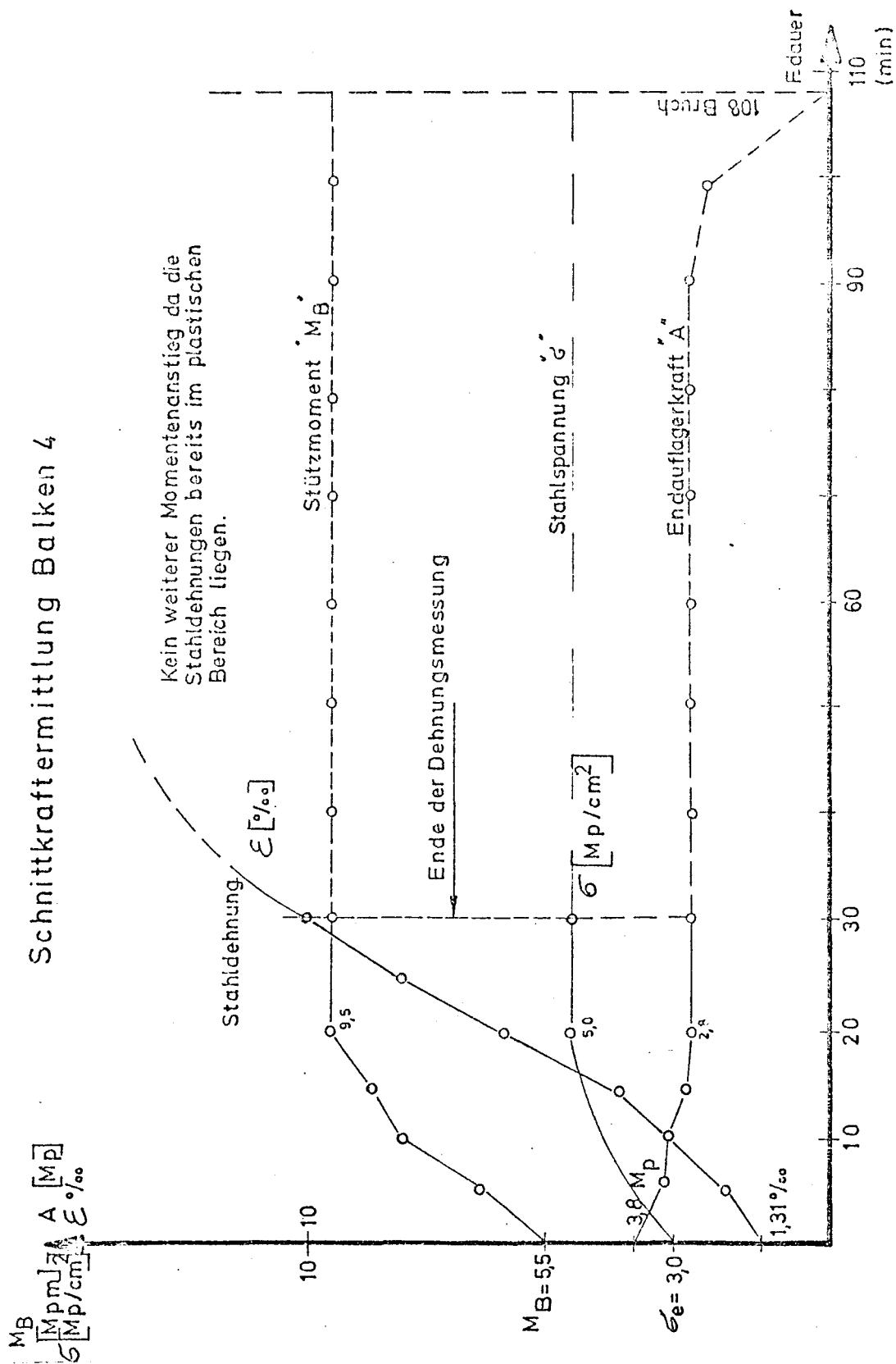


Bild 6: Änderung der Stahldehnung und -spannung sowie des Momentes über der Mittelstütze und der Auflagerkraft am Endauflager für Balken 4

Zeitpunkt t = 15 min

Berechnung nach 4.2.1

$$\sigma_e \cong 4,4 \text{ Mp/cm}^2 \quad (\text{s. Bild 7})$$

$$Z = D = \sigma_e = 20,3 \text{ Mp}$$

$$x = 10 \text{ cm}$$

$$z = 21,3 \text{ cm}$$

$$M_B = - 20,3 \cdot 0,213 = - 4,35 \text{ Mpm}$$

Berechnung nach 4.2.2

$$A_{15} = 1,6 \text{ Mp}$$

$$M_{B 15} = - 4,5 \text{ Mpm}$$

Platte 6: (Bn 350; St 50/55;  $F_e = 6,94 \text{ cm}^2$ )

Zeitpunkt t = 0  $M_{B el} = - 1,8 \text{ Mpm}$

$$0,85 M_{B el} = - 1,53 \text{ Mpm} \quad (\text{Bemessungsmoment})$$

$$\sigma_{el} = 3,70 \text{ Mp/cm}^2 \quad 1)$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 8,0 \text{ cm}$$

$$k_h = 5,9$$

$$k_x = 0,35 \rightarrow x = 2,8 \text{ cm}$$

$$k_z = 0,86 \rightarrow z = 6,9 \text{ cm}$$

Kontrolle:  $A_{\text{rechn}} = 1,350 \text{ Mp}$

$$A_{\text{gem}} = 1,38 \text{ Mp}$$

Zeitpunkt t = 15 min

$$\sigma_{Br}^{2)} \cong 6,7 \text{ Mp/cm}^2$$

$$Z = D = \sigma_{Br} \cdot F_e = 46,7 \text{ Mp}$$

$$M_B = - 46,7 \cdot 0,069 = - 3,2 \text{ Mpm}$$

$$A_{15} = 0,95 \text{ Mp}$$

$$M_{15} = - 3,4 \text{ Mpm}$$

- 1) Die sehr hohe Stahlausnutzung wird durch die rechn. Abminderung des Stützmomentes und durch eine zu geringe statische Höhe von 8,0 cm anstelle der vorgesehenen 8,5 cm hervorgerufen.
- 2) Da die Stahldehnungen nach 15 Minuten bereits  $> 10 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$  sind und der Bruch der Stützbewehrung schon in der 21. Minute erfolgte, wird zum Zeitpunkt t = 15 min die ermittelte Bruchspannung als Materialgrenze angesetzt.

# Schnittkraftermittlung Balken 5

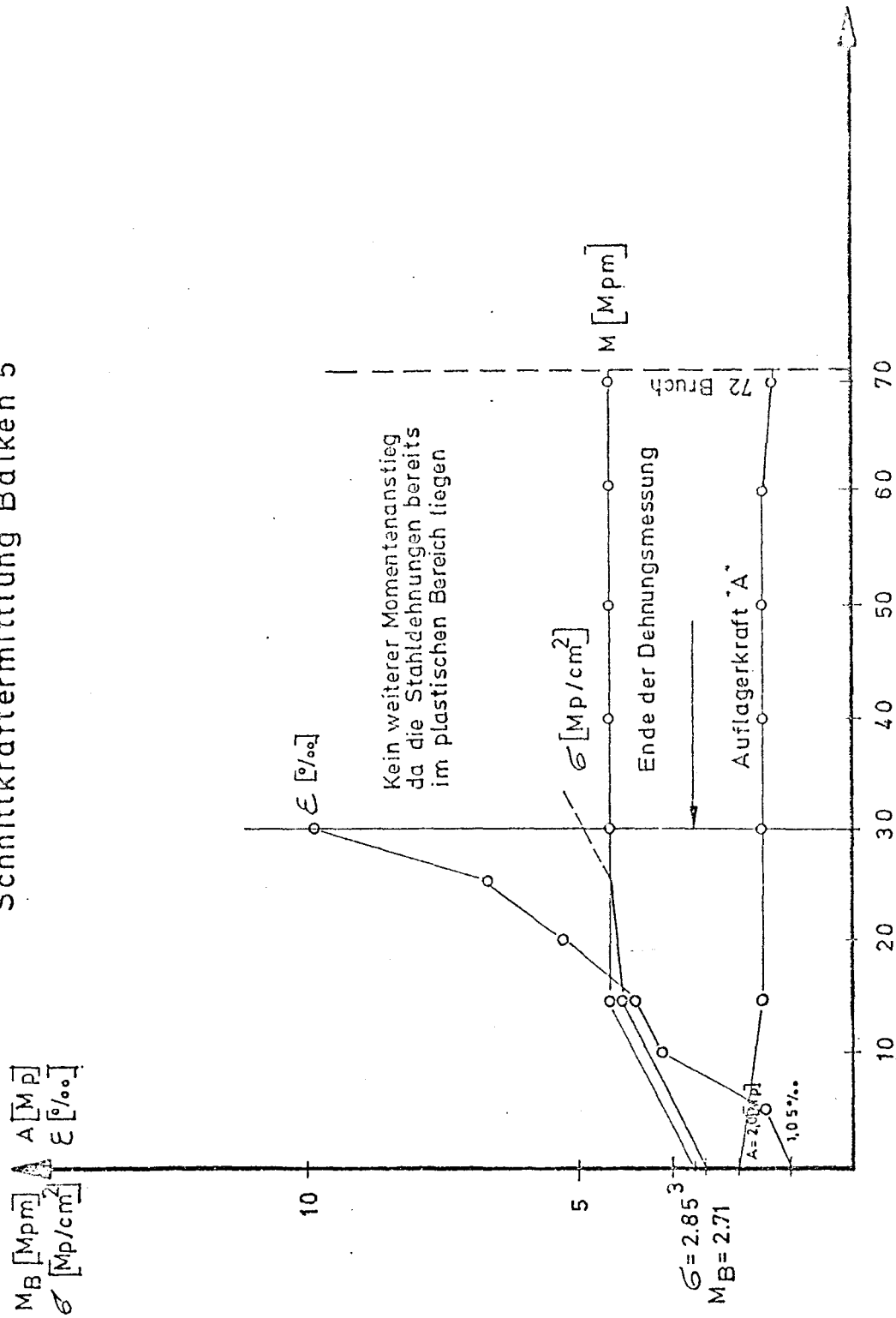


Bild 7: Änderung der Stahldehnung und -spannung sowie des Momentes über der Mittelstütze und der Auflagerkraft am Endauflager für Balken 5

#### 4.2.4 Übersicht der Stützmomentenverläufe

Balken 1 - 5 und Platte 6

In der folgenden Tafel werden die Stützmomentenänderungen infolge Brand-  
einwirkung für die Durchlaufträger 1 - 5 und die Platte 6 zusammengestellt.

3)

T a f e l 3: Stützmomentenänderung

Bauteil	Zeitpunkt $t = 0$				Brandeinwirkung				
	Bemessungs- moment	$M_B$ elastisch	$\sigma_e$	$M_B$ 2) gemessen	$M_{pl}$ 1)	$t$	$\beta_s$	$\frac{M_{pl} 1)}{M_{B el}}$	$\beta_s / \sigma_e$
	[Mpm]	[Mpm]	[Mp/cm <sup>2</sup> ]	[Mpm]	[Mpm]	[min]	[Mp/cm <sup>2</sup> ]		
Balken 1	- 14,02	- 14,02	2,07	- 15,6	- 32,8 (- 33,6)	30	5,2	2,35 (2,40)	2,5
Balken 2	- 10,15	- 10,15	1,50	- 11,6	- 30,45 (- 30,3)	55	4,55	3,0 (3,08)	3,03
Balken 3	- 12,0	- 12,0	1,80	- 12,0	- 30,2 (- 33,2)	70	4,95	2,52 (2,77)	2,75
Balken 4	- 4,4	- 5,15	2,80	- 5,5	- 9,5 (- 9,1)	20	5,00	1,85 (1,78)	1,78
Balken 5	- 2,30	- 2,71	2,85	- 2,72	- 4,5 (- 4,35)	15	4,4	1,65 (1,60)	1,54
Platte 6	- 1,53	- 1,80	3,70	- 1,80	- 3,4) (- 3,2)	15	$\beta_b = 6,7$ $\beta_s = 5,5$	1,90 (1,78)	$\beta_b / \sigma_e = 1,80$

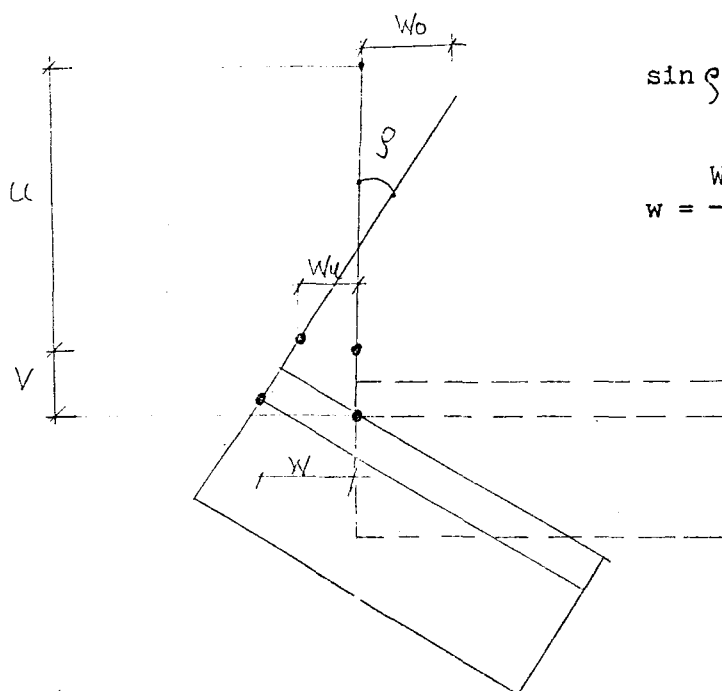
- 1) Berechnung nach 4.2.2,  
Klammerwerte nach 4.2.1.
- 2) Diese Momente wurden über die gemessene Auflagerkraft ermittelt.
- 3) In dieser Zeile wurden die Bruchschnittgrößen ( $M_{Br} \cdot \beta_b$ ) angegeben.

#### 4.3 Horizontalverschiebung und Endverdrehung

Die Meßergebnisse von Horizontalverschiebungen und Endverdrehungen stehen nicht im unmittelbaren Zusammenhang mit dem Tragverhalten von Durchlaufkonstruktionen, wenn man Einzelbauteile untersucht.

Versucht man aber, das Brandverhalten von Gesamtbauwerken zu definieren, können diese Meßergebnisse wichtige Aufschlüsse über erforderliche Fugenbreiten und über zusätzliche Beanspruchungen von Vertikalbauteilen aus der Verschiebung und der Verdrehung von horizontal gelagerten Bauteilen geben.

Beide Meßwerte wurden mit dem gleichen Meßprogramm (s. 3.3.8) wie folgt errechnet:



$$\sin \vartheta \cong \operatorname{tg} \vartheta \cong \vartheta = \frac{W_0 + W_u}{u}$$

$$w = \frac{W_0 + W_u}{u} \cdot v + W_u$$

Bild 8:

Systemskizze zur Ermittlung der Horizontal-Verschiebung und der Endverdrehung

Vom Versuchsaufbau her wurden beide Endauflager verschieblich und das Mittelaufleger unverschieblich ausgebildet. Die Meßwerte wurden an beiden Endauflagern ermittelt; bei der Auswertung werden die Beträge der Endverschiebung addiert und auf den gesamten Balken bezogen, um eventuelle Verschiebungen des Mittelauflegers auszugleichen.



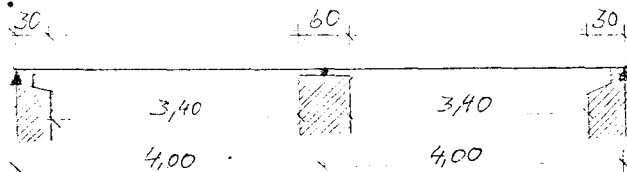
#### 4.3.1 Horizontalverschiebung

Die gemessenen Verschiebungswerte  $W_A + W_C$  werden mit Verschiebungswerten  $W$  verglichen, die über die mittleren Betontemperaturen  $\Delta T$ , die beheizte Länge  $l$  und den Ausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  berechnet werden.

$$W = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l$$

Der Ausdehnungskoeffizient wird zunächst mit  $\alpha_T \approx 1,0 \cdot 10^{-5}$  angesetzt. Die beheizte Länge  $l$  ist abhängig vom Versuchsaufbau, und es empfiehlt sich, je nach Auflagerausbildung eine vollbeheizte und eine teilbeheizte Länge im Ansatz zu berücksichtigen.

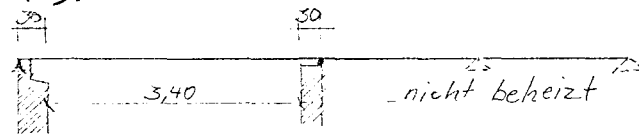
Balken 1:



$$l_{\text{voll beh.}} = 6,8 \text{ m}$$

$$l_{\text{teilw. beh.}} = 1,2 \text{ m}$$

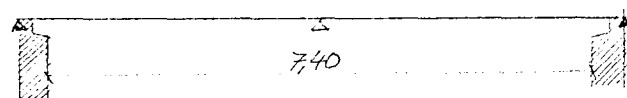
Balken 2 + 3:



$$l_{\text{voll}} = 3,40 \text{ m}$$

$$l_{\text{teilw.}} = 0,60 \text{ m}$$

Balken 4 + 5:



$$l_{\text{voll}} = 7,40 \text{ m}$$

$$l_{\text{teilw.}} = 0,60 \text{ m}$$

Bild 9: Beheizte Bauteillänge

Die mittleren Betontemperaturen über den Gesamtquerschnitt wurden anhand der gemessenen Betontemperaturen und anhand von bereits bekannten Isothermenverläufen [10] iterativ jeweils bei 30, 60 und 90 Minuten ermittelt, siehe Tafel 4.

T a f e l 4: Mittlere Betontemperaturen

Bauteil	Querschnitt <sup>(+)</sup>	Branddauer		
		30 min	60 min	90 min.
Balken 1, 2, 3	voll beheizt	~ 180	~ 300	~ 400
	teilweise beheizt	~ 80	~ 150	~ 200
Balken 4	voll beheizt	~ 210	~ 350	~ 430
	teilweise beheizt	~ 100	~ 175	~ 215
Balken 5	voll beheizt	~ 250	~ 450	-
	teilweise beheizt	~ 110	~ 225	-

(+) Die Temperaturen im teilweise beheizten Bereich wurden geschätzt.

Infolge vertikaler Verformungen weicht die gemessene Länge von der tatsächlichen Bauteillänge ab. Bei der Berechnung wird der Einfluß dieser Verformungen durch eine Näherungslösung berücksichtigt, in der die Bauteillänge durch einen Parabelabschnitt beschrieben wird.

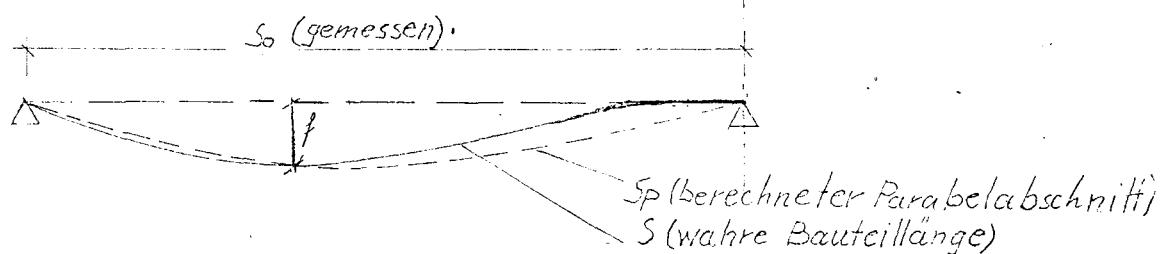


Bild 10: Horizontalverschiebung infolge vertikaler Verformung

$$s_p \sim s = s_0 \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{f}{s_0} \right)^2 - \frac{32}{5} \left( \frac{f}{s_0} \right)^4 \right]$$

Die berechnete Gesamtverschiebung  $W$  muß um den Betrag  $(s - s_0)$  abgemindert werden, um einen Vergleich zur gemessenen Gesamtverschiebung  $(W_A + W_C)$  zu ermöglichen.

T a f e l 5: Horizontalverschiebung infolge Durchbiegung

Bauteil	Brand- dauer	Vertikale Verformung		Parabelabschnitt		Verschiebung $s_o - s$ $= (s_{o1} - s_{p1}) + (s_{o2} - s_{p2})$
		$f_1$ [cm]	$f_2$ [cm]	$s_{p1}$	$s_{p2}$	
Balken 1	30	~ 2,0	1,5	400,03	400,02	- 0,5 mm
	60	~ 3,0	2,5	400,06	400,04	- 1,0 mm
	90	~ 5,5	3,5	400,20	400,08	- 2,8 mm
Balken 2	30	~ 1,5		400,02		- 0,2 mm
	60	~ 2,4	~ 0	400,04	~ 400,0	- 0,4 mm
	90	~ 4,0		400,11		- 1,1 mm
Balken 3	30	~ 2,0		400,03		- 0,3 mm
	60	~ 3,5	~ 0	400,08	~ 200,0	- 0,8 mm
	90	~ 6,0		400,24		- 2,4 mm
Balken 4	30	1,6	1,8	400,02	400,03	- 0,5 mm
	60	2,4	3,0	400,04	400,06	- 1,0 mm
	90	4,8	6,1	400,15	400,24	- 3,9 mm
Balken 5	30	2,7	2,7	400,05	400,05	- 1,0 mm
	60	6,6	5,8	400,30	400,22	- 5,2 mm

Die errechneten Verschiebungen können mit den Meßwerten in der folgenden Tafel 6 verglichen werden.

T a f e l 6: Horizontalverschiebungen

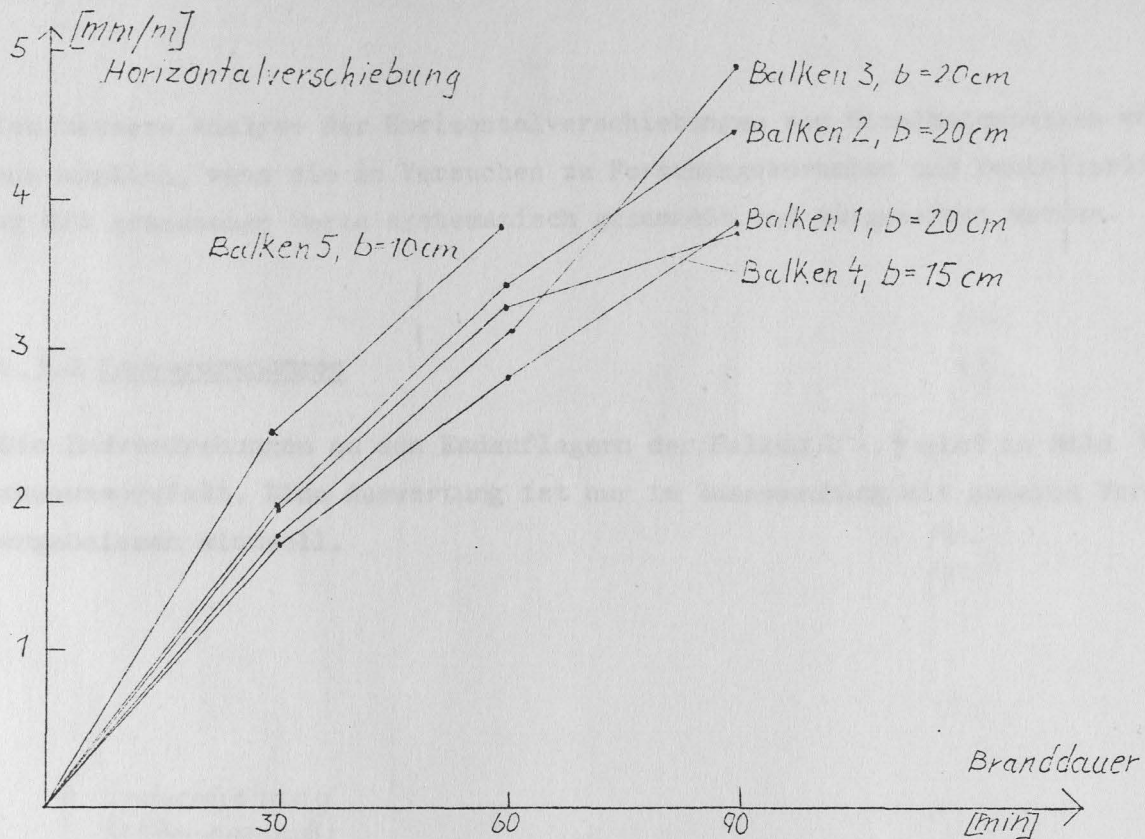
Bauteil	Brand- dauer [min]	errechnete Verschiebung $W$ [mm]	1) $s_o - s$ [mm]	$w - (s_o - s)$ [mm]	gemessene Verschiebung $W_A + W_C$ [mm]	$[W - (s_o - s)] - (W_A + W_C)$ $= \Delta W$ [mm]
Balken 1	30	13,2	0,5	12,7	12,5	+ 0,2
	60	22,2	1,0	21,2	20,4	+ 0,8
	90	29,7	2,8	27,1	26,0	+ 1,1
Balken 2	30	6,6	0,2	6,4	7,5	- 0,9
	60	11,1	0,4	10,7	12,7	- 2,0
	90	14,9	1,1	13,8	15,8	- 2,0
Balken 3	30	6,6	0,3	6,3	6,2	+ 0,1
	60	11,1	0,8	10,3	10,8	- 0,5
	90	14,9	2,4	12,5	16,3	- 3,8
Balken 4	30	16,1	0,5	15,6	14,4	+ 1,2
	60	27,9	1,0	26,9	24,4	+ 2,5
	90	33,1	3,9	29,2	24,6	+ 4,6
Balken 5	30	19,1	1,0	18,1	15,5	+ 2,6
	60	34,6	5,2	29,4	24,3	+ 5,1

1) siehe Tafel 5

Die Durchlaufplatte 6 wird bei der kurzen Versuchsdauer von ~ 20 Minuten nicht mit ausgewertet.

In Bild 11 wird die Gesamtverschiebung der einzelnen Balken in mm/m beheizte Länge dargestellt. Hierbei wird der teilweise beheizte Bereich nur zu 50 % angesetzt, d. h. es ergeben sich folgende beheizte Längen:

Balken 1 :  $l = 7,40$  m  
 Balken 2,3:  $l = 3,70$  m  
 Balken 4,5:  $l = 7,70$  m



**Bild 11:** Horizontalverschiebung in Abhängigkeit von der Branddauer

Bei der Auswertung der rechnerischen Ergebnisse muß berücksichtigt werden, daß der Einfluß des Kriechens vom Beton nicht in die Rechnung eingeht, daß außerdem Unsicherheiten in den Annahmen von der mittleren Temperatur, von der beheizten Länge, von der Lage der Nulllinie (Steganschnitt) und vom Ausdehnungskoeffizienten  $\alpha_T$  liegen. Ein Vergleich der gemessenen Werte mit den errechneten Verschiebungen zeigt maximale Abweichungen von etwa 20 %.

Es fällt insbesondere auf, daß die Balken 4 und 5 in der Tendenz andere Differenzwerte aufweisen als die Balken 1 - 3. Beide Balken wurden über dem Mittelaufleger stärker aufgeheizt als die Balken 1 - 3. Im Bereich hoher Druckspannungen und großer Krümmungen wird der E-Modul infolge hoher Temperaturen kleiner und damit die Betonstauchungen größer. Auch wird der Einfluß des Kriechens gerade in diesem Bereich besonders hoch anzusetzen sein, da hier Druckspannungen im Bereich der Bruchspannung auf einen bis etwa in 5 cm Tiefe auf 500 °C aufgeheizten Querschnitt einwirken, der sich vom statischen System her in gleicher Richtung verformt. Diese Tendenz ist auch beim Vergleich der Meßwerte der Balken 1 - 3 zu erkennen, wo der in beiden Feldern beheizte Balken 1 im Verhältnis zu den errechneten Verschiebungen geringere gemessene Verschiebungen aufwies als die in nur einem Feld beheizten Balken 2 und 3.

Eine bessere Analyse der Horizontalverschiebungen von Stahlbetonbalken wäre dann möglich, wenn die in Versuchen zu Forschungsvorhaben und Bauteilprüfungen der MPA gemessenen Werte systematisch gesammelt und ausgewertet werden.

#### 4.3.2 Endverdrehungen

Die Endverdrehungen an den Endauflagern der Balken 1 - 5 sind in Bild 12 u. 13 zusammengefaßt. Eine Auswertung ist nur im Zusammenhang mit anderen Versuchsergebnissen sinnvoll.

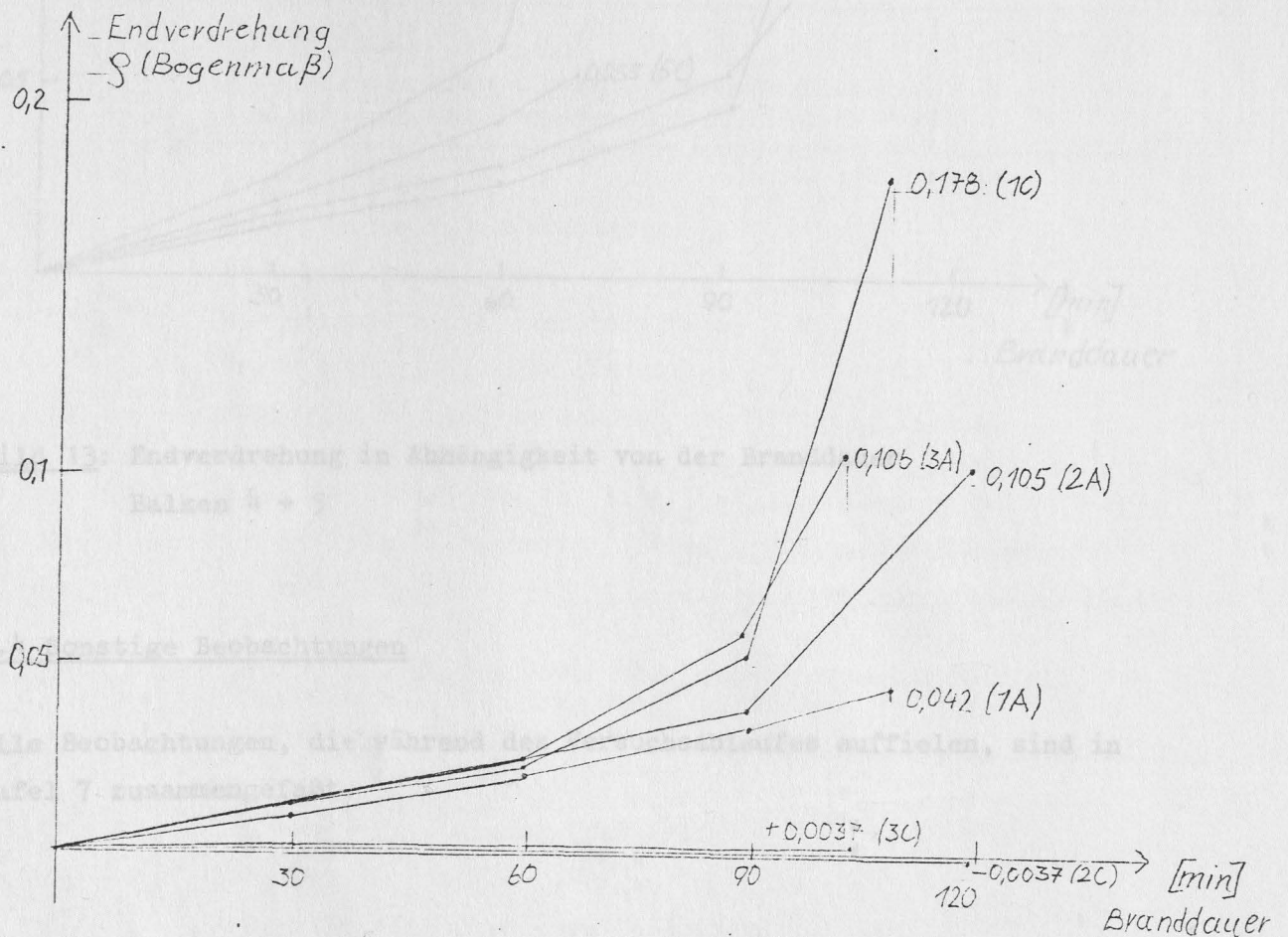
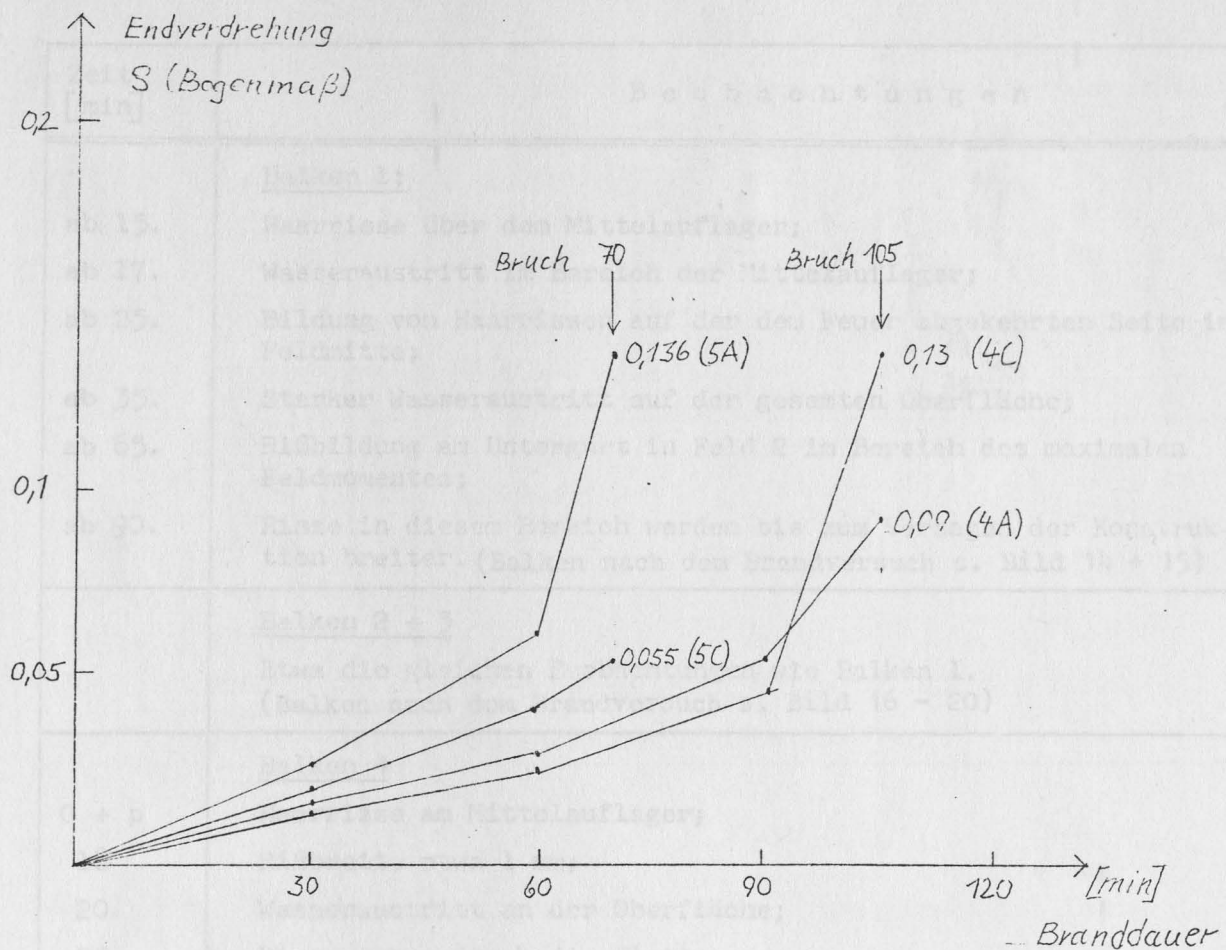


Bild 12: Endverdrehung in Abhängigkeit von der Branddauer Balken 1 - 3





**Bild 13:** Endverdrehung in Abhängigkeit von der Branddauer  
Balken 4 + 5

#### 4.4 Sonstige Beobachtungen

Alle Beobachtungen, die während des Versuchsablaufes auffielen, sind in Tafel 7 zusammengefaßt.

T a f e l 7: Versuchsbeobachtungen

Zeit [min]	B e o b a c h t u n g e n
	<u>Balken 1:</u>
ab 15.	Haarrisse über dem Mittelaufleger;
ab 17.	Wasseraustritt im Bereich der Mittelaufleger;
ab 25.	Bildung von Haarrissen auf der dem Feuer abgekehrten Seite in Feldmitte;
ab 35.	Starker Wasseraustritt auf der gesamten Oberfläche;
ab 65.	Rißbildung am Untergurt in Feld 2 im Bereich des maximalen Feldmomentes;
ab 90.	Risse in diesem Bereich werden bis zum Versagen der Konstruktion breiter. (Balken nach dem Brandversuch s. Bild 14 + 15)
	<u>Balken 2 + 3</u>
	Etwa die gleichen Beobachtungen wie Balken 1. (Balken nach dem Brandversuch s. Bild 16 - 20)
	<u>Balken 4</u>
0 + p	Haarrisse am Mittelaufleger;
18	Rißbreite etwa 1 mm;
20	Wasseraustritt an der Oberfläche;
25	Risse gehen durch die Platte;
35	Schrägriß im Steg im Bereich des Mittelauflegers;
45	Rißbreite über Mittelaufleger max. ~ 2 mm, im Mittel etwa 1 mm; d. h. bei 10 Rissen auf etwa 1 m Balkenlänge $\epsilon \geq 10 \text{ ‰}$ ;
70	Erste Risse in Feldmitte (Bereich des max. Feldmomentes);
80	Risse in Feldmitte Feld 2 werden bis zum Versuchsende länger und breiter;
108	Versagen durch Riß eines Feldbewehrungsstabes St IIIb, IIIa-Stähle nicht gerissen (s. Bild 25). (Balken nach dem Brandversuch s. Bild 21 - 24)
	<u>Balken 5</u>
5	Querrisse über Mittelaufleger;
10	Rißbreite ~ 1 mm;
22	Feuchtigkeitsaustritt in Feldmitte;
30	Max. Rißbreite ~ 2 mm, Risse gehen durch die Platte hindurch;

Fortsetzung der Tafel 7 siehe Blatt 52



Fortsetzung Tafel 7

Zeit [min]	Beobachtungen
30	Haarrisse im Feld auf der dem Feuer abgekehrten Seite;
35	Starke Wasserdampfbildung über dem Mittelaufleger aus Rissen;
47	Schrägriß im Steg im Bereich des Mittelauflegers; Zermürbung der äußeren Betonschichten über dem Mittelaufleger (Biegedruckzone);
50	Haarrisse im Steg im Bereich des maximalen Feldmomentes;
65	Rißbreiten in Feld 1 > Feld 2. Balken nach dem Brandversuch s. Bild 26 - 29.
<u>Platte 6</u>	
0 + p	Haarrisse über dem Auflager;
5	Risse ~ 0,5 mm;
15	Wasseraustritt;
16	Risse ~ 1,0 mm;
20	Reißen der oberen Stützbewehrung mit anschließendem Versagen der Gesamtkonstruktion. Platte nach dem Brandversuch s. Bild 30 - 32.

Der Zustand der einzelnen Prüfkörper nach dem Brandversuch ist in den Bildern 14 - 32 dargestellt.

Bild 15 (Balken 1)

Die Detailaufnahme zeigt den Bruchpunkt etwa 50 cm vom Endauflager (Krafteinleitungspunkt). Die Bruchung nach dem elastischen Wabenverlauf ergibt in diesem Bereich das maximale Feldmoment.

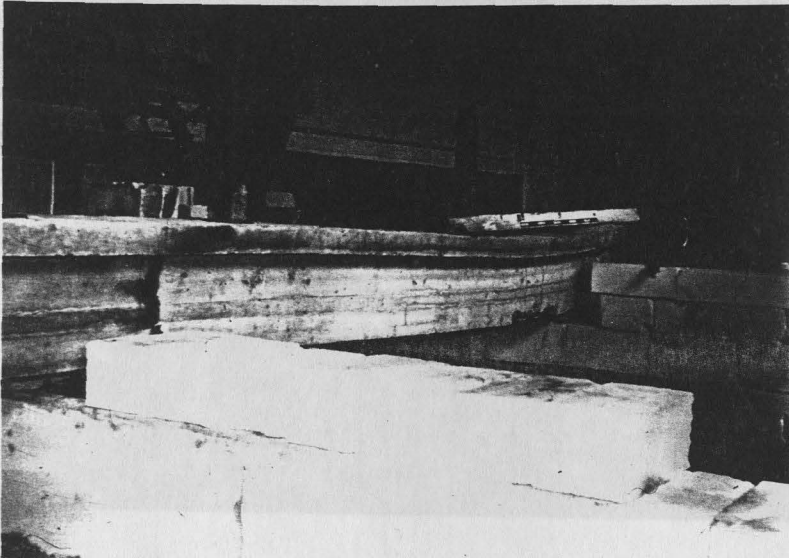


Bild 14 (Balken 1)

Das Bild zeigt deutlich ein Versagen des Balkens 1 im Feld. Der Bereich des Mittelaufslagers (Auflagerwand) ist bis auf Haarrisse unbeschädigt.



Bild 15 (Balken 1)

Die Detailaufnahme zeigt den Bruchpunkt etwa 50 cm vom Endauflager (Krafteinleitungspunkt). Die Berechnung nach dem plastischen Momentenverlauf ergibt in diesem Bereich das maximale Feldmoment.

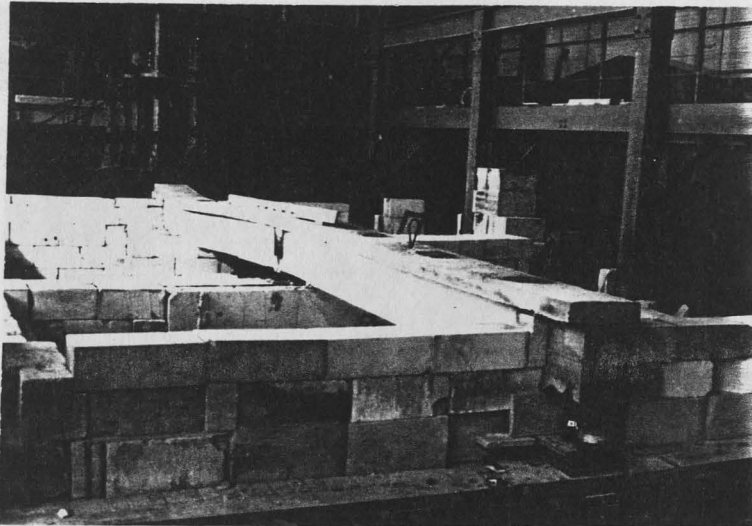


Bild 16 (Balken 2)

Totalansicht des in einem Feld beheizten Durchlaufträgers nach dem Brandversuch mit Kraftmeßdose am Endauflager des unbeheizten Feldes. Mittelaufleger bis auf Haarrisse unverseht.

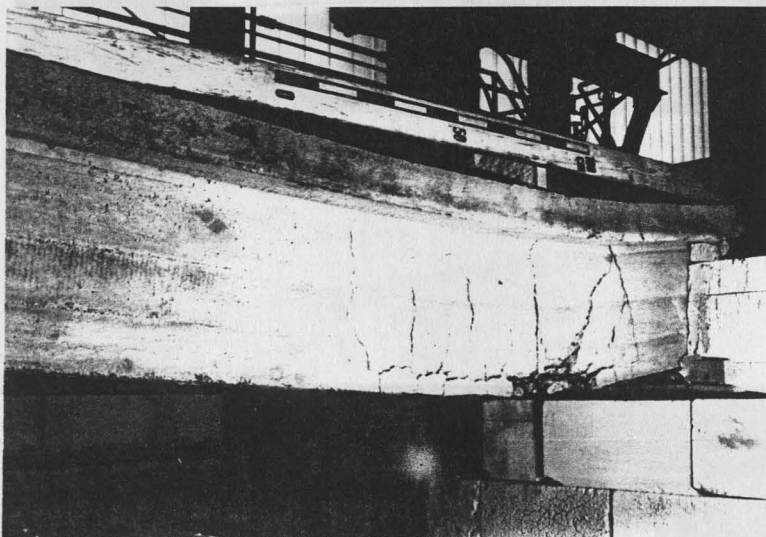


Bild 17 (Balken 2)

Endauflagerbereich mit Bruchstelle

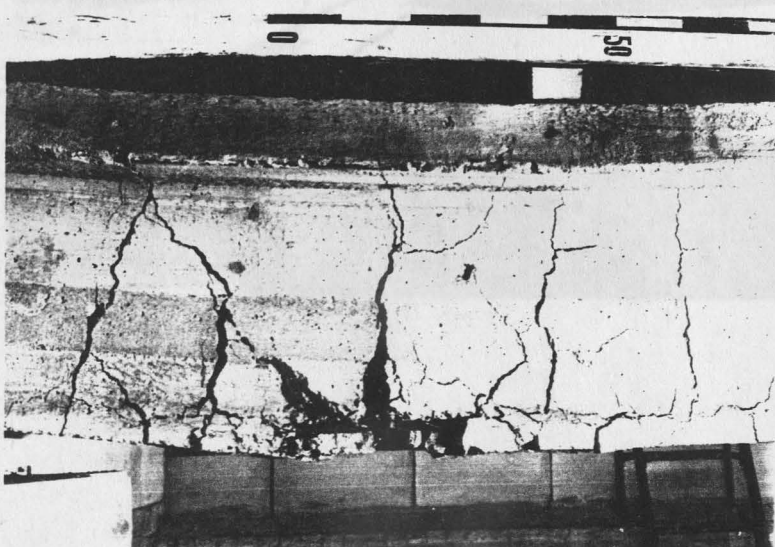


Bild 18 (Balken 3)

Detailaufnahme des Bruchbereiches 7-1,5 m vom Endauflager (max. Feldmoment 1,30 m vom Endauflager im Bereich des Kräfteinleitungspunktes). Der Riß ist entgegengesetzt der Spannung.

Bild 19 (Balken 2)

Detailaufnahme des Bruchbereiches in Feld 1. Bruchstelle im Bereich des Kräfteinleitungspunktes 50 cm vom Auflager entfernt. Maximales Feldmoment im "plastischen Zustand".



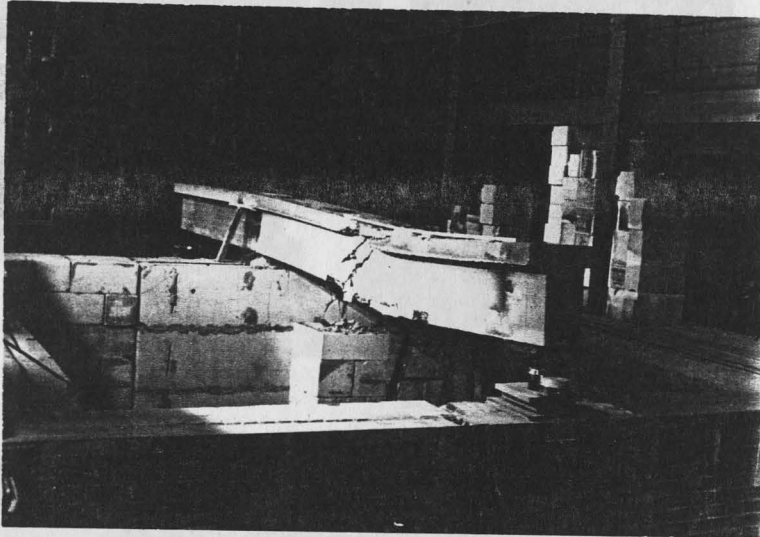


Bild 19 (Balken 3)

Totalansicht des in einem Feld beheizten Durchlaufträgers ( $l_1 = 2 l_2$ ) mit Druckstellen im Bereich der Kräfteinleitungsstelle.

Bild 19 (Balken 3)

Totalansicht des in einem Feld beheizten Durchlaufträgers  $l_1 = 2 l_2$  nach dem Brandversuch. Die Kraftmeßdose am Endauflager des beheizten Feldes ist im Vordergrund sichtbar. Mittelaufleger bis auf Haarrisse unbeschädigt.

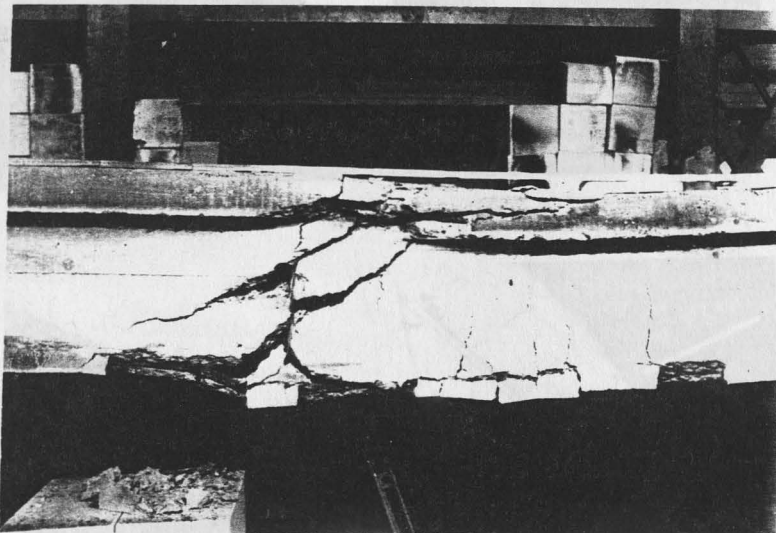


Bild 22 (Balken 4)

Mittelaufleger mit Rissen im Bereich der Zugzone. Der klaffende Riß im Bereich der Biegedruckzone entstand nach dem Falllasten des Systems.

Bild 20 (Balken 3)

Detailaufnahme des Bruchbereiches  $\sim 1,8$  m vom Endauflager (max. Feldmoment  $1,50$  m vom Endauflager im Bereich des Kräfteinleitungs-punktes). Das Rißbild entspricht den Spannungstrajektorien.

Zugzone über der mit Vermiculite-Platten geschützten Stahlstütze. Verformung der äußeren Schale am Untergurt erkennbar. Verlauf der Risse an den Seitenflächen entspricht den Spannungstrajektorien.

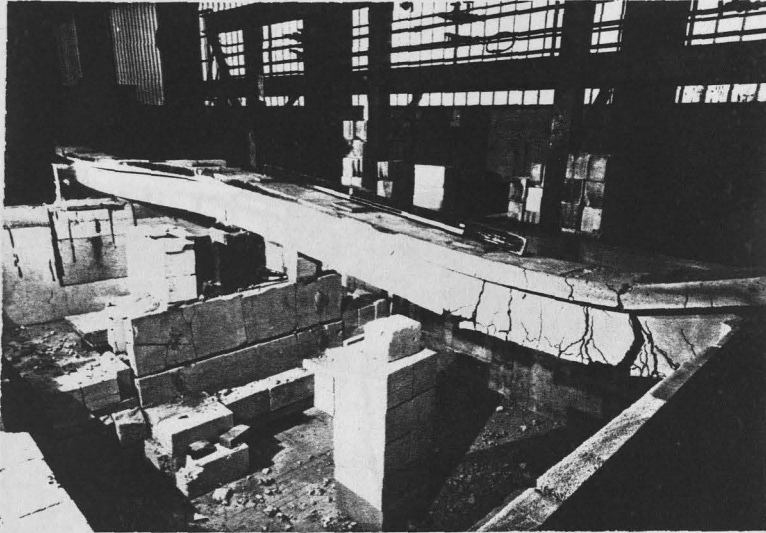


Bild 21 (Balken 4)

Totalansicht des in beiden Feldern beheizten Durchlaufträgers ( $b_0 = 15 \text{ cm}$ ) mit Bruchstellen im Bereich der Krafteinleitungspunkte 0,5 m und 1,5 m vom Endauflager entfernt. Maximales Feldmoment etwa 1,3 m vom Endauflager im plastischen Zustand.

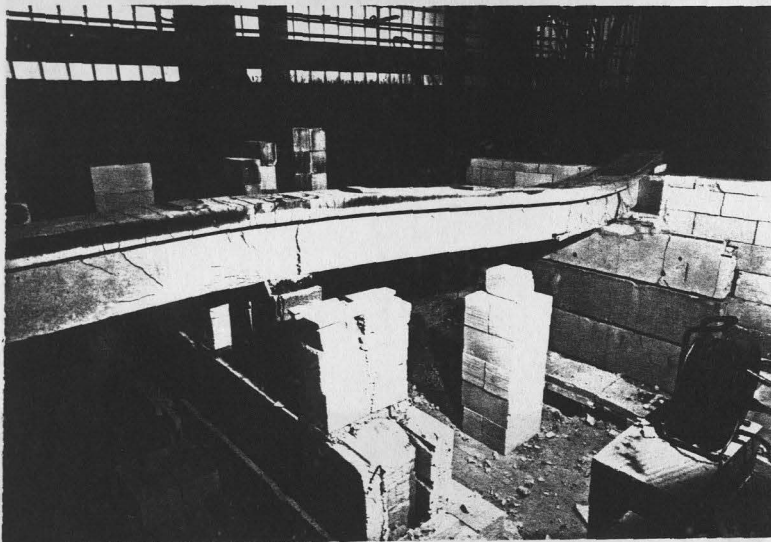


Bild 22 (Balken 4)

Mittelaufleger mit Rissen im Bereich der Zugzone. Der klaffende Riß im Bereich der Biegedruckzone entstand nach dem Entlasten des Systems.



Bild 23 (Balken 4)

Detailaufnahme Biegedruckzone über der mit Vermiculite-Platten geschützten Stahlstütze. Zermürbung der äußeren Schale am Untergurt erkennbar. Verlauf der Risse an den Seitenflächen entspricht den Spannungstrajektorien.

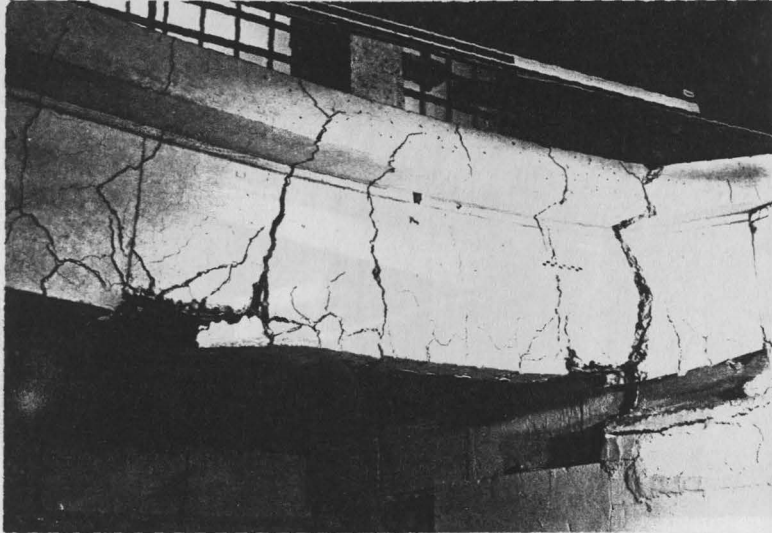


Bild 26 (Balken 5)

In beiden Feldern behetzter  
Durchlaufbalken (5 m x 10 cm)  
mit Mittelaufleger und Bruch-

Bild 24 (Balken 4)

Detailaufnahme Bruchstelle.

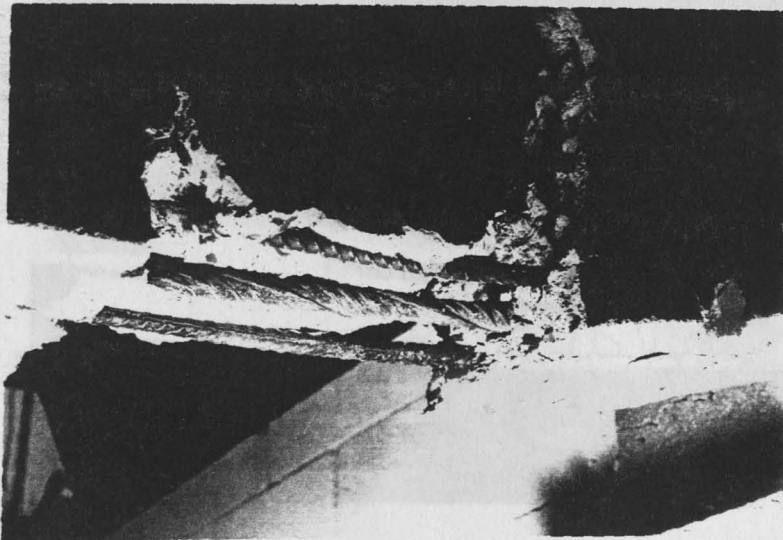


Bild 25 (Balken 4)

Detailbewehrung im Be-  
reich des Bruches. In  
diesem Bild ist eindeutig  
das unterschiedliche Ver-  
halten von naturhartem  
Stahl (St 42/50 RU) und  
kaltverformten Stahl  
(st 42/50 RK) bei großen  
Dehnungen zu erkennen.  
St 42/50 RK hat eine ge-  
ringere Bruchdehnung als  
St 42/50 RU und reißt des-  
halb bereits bei kleineren  
Querschnittsverformungen.



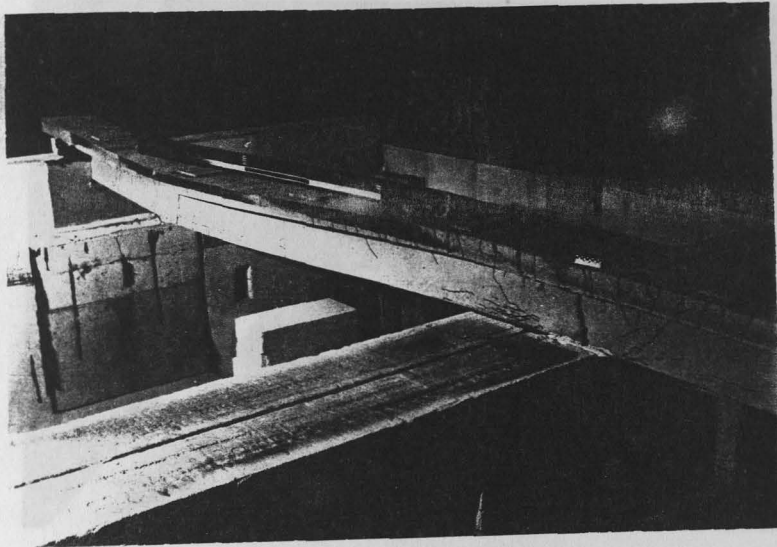


Bild 26 (Balken 5)

In beiden Feldern beheizter Durchlaufbalken ( $b_o = 10 \text{ cm}$ ) mit Mittelaufleger und Bruchstelle im Bereich der Kraft-einleitungsstelle ( $\sim 1,4 \text{ m}$  vom Endauflager entfernt).

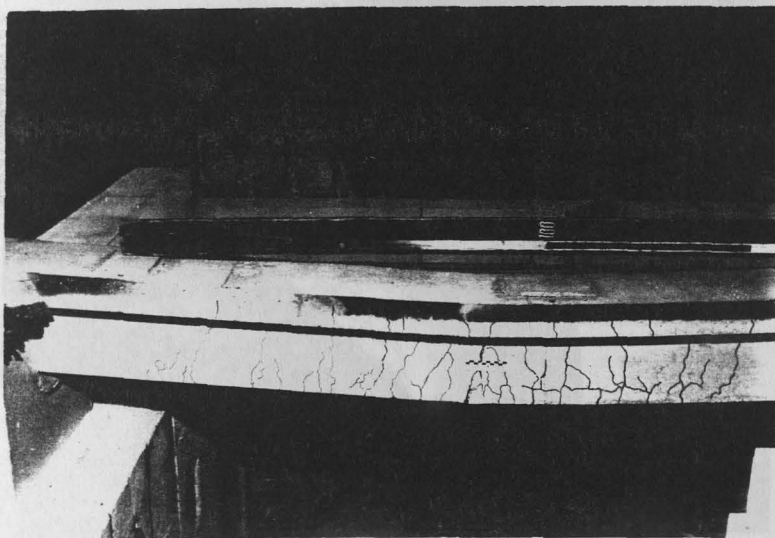


Bild 27 (Balken 5)

Bild 27 (Balken 5)

Detailaufnahme  
Bruchstelle im Feld.

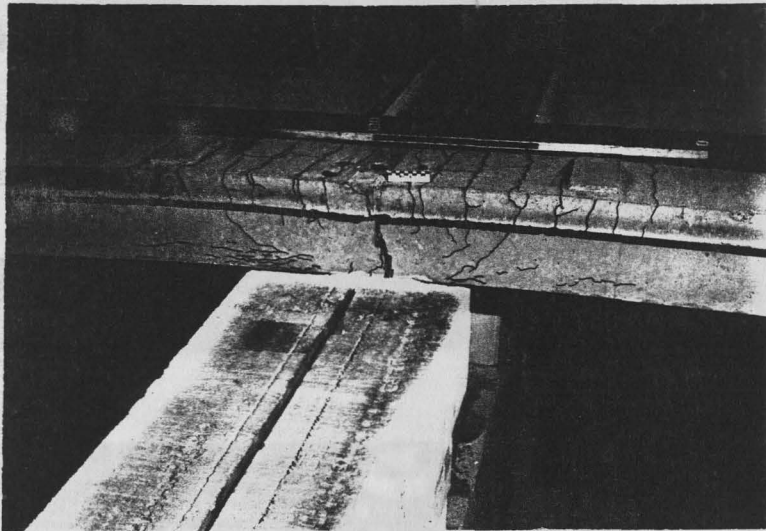


Bild 28 (Balken 5)

Detailaufnahme Bereich  
Mittelaufleger. Der klaf-  
fende Riß in der Biege-  
druckzone entstand nach  
dem Entlasten des Systems.

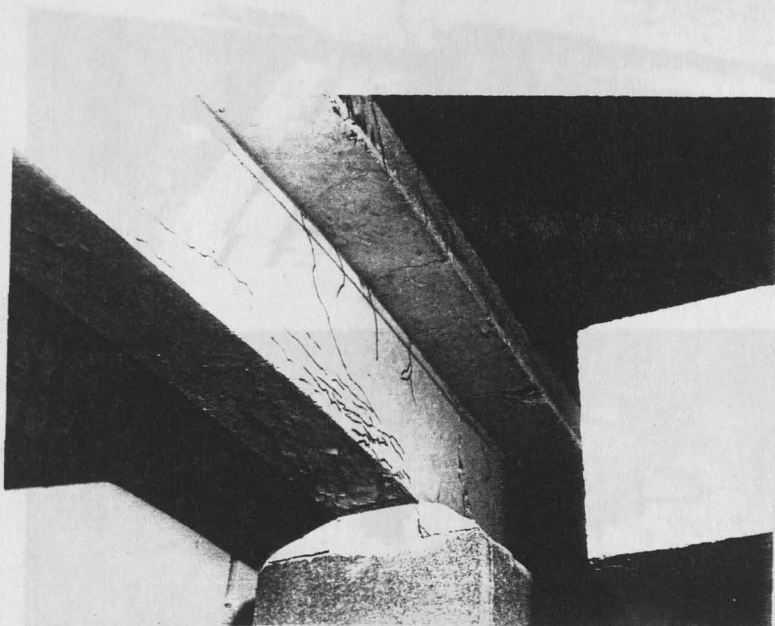


Bild 28 (Balken 5)

Bruchzustand über dem  
Mittelaufleger.

Bild 29 (Balken 5)

Detailaufnahme  
Biegedruckzone Bereich  
Mittelaufleger.  
Siehe auch Bild 23.

Bild 32 (Platte 6)

Detailaufnahme des Risses  
über dem Mittelaufleger.





Bild 30 (Platte 6)

Totalansicht einer durchlaufenden, in beiden Feldern beheizten Stahlbetonplatte ( $d = 10 \text{ cm}$ ) nach dem Brandversuch.

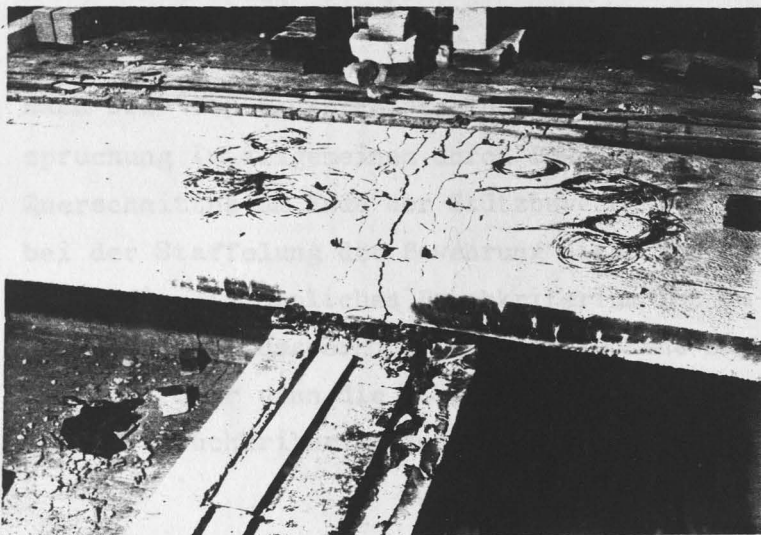


Bild 31 (Platte 6)

Bruchstelle über dem Mittelaufleger.

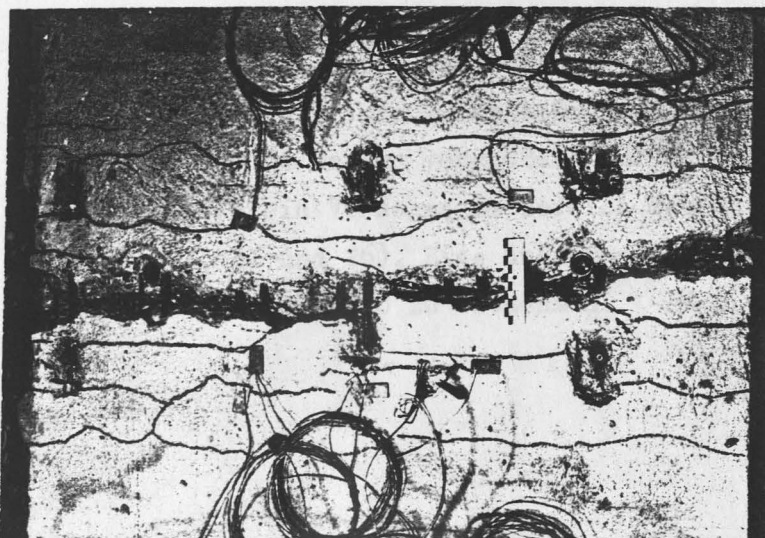


Bild 32 (Platte 6)

Detailaufnahme des Risses über dem Mittelaufleger.

## 5. Auswertung der Versuchsergebnisse von Stahlbetonbalken

### 5.1 Bruchkriterien

Ein Vergleich der anhand der Stahldehnungen ermittelten Stützmomente mit den über die Auflagermessung berechneten Stützmomenten zeigt, daß beide Meßverfahren zu annähernd gleichen Ergebnissen führen.

Infolge Temperaturzwängungen werden Momentenflächen erzeugt, die bei Überlagerung mit der Gebrauchsmomentenfläche zu einer Erhöhung der Stützmomente bei gleichzeitiger Abminderung der Feldmomente führen. Die Maximalwerte werden durch das Grenztragsmoment über dem Mittelaufleger bestimmt und werden frühestens nach 15 Minuten Brandbeanspruchung erreicht. Gleichzeitig wird der Momentennullpunkt zur Feldmitte hin verschoben.

Nach DIN 1045 bewehrte Stahlbeton-Durchlaufbalken versagen unter Brandbeanspruchung im allgemeinen durch Bruch der Stützbewehrung oder durch Bruch des Querschnittes am Ende der Stützbewehrung, da der Aufbau eines Zwangmomentes bei der Staffelung der Bewehrung nicht berücksichtigt wird (s. Balken 6 + 8, Tafel 1). Ein ähnliches Bruchkriterium ist zu erwarten, wenn in einem unbelasteten Feld das erhöhte negative Moment nicht abgedeckt wird (s. Balken 11, Tafel 1) oder wenn die Stützbewehrung nicht ausreichend verankert wird (vermutetes Bruchkriterium von Balken 10, Tafel 1).

Alle Balken der vorliegenden Versuchsreihe (Balken 1 - 5, Tafel 2) wurden unter Ausnutzung der Fließgrenze der Bewehrung nach der aus Überlagerung von Gebrauchsmoment und Temperaturzwängungsmoment erzeugten Momentenfläche bewehrt, wobei die Verankerungslänge um das 1,75-fache des nach DIN 1045 vorgeschriebenen Wertes vergrößert wurde. Die Bruchbilder aller Balken zeigten eindeutig ein Versagen im Bereich des maximalen Feldmomentes (s. Bild 14, 16, 19, 21 und 26). Eine Zusammenstellung der maßgebenden Bruchschnittgrößen ist aus Tafel 8 zu entnehmen.

T a f e l 8 : Maximale Feldmomente, Stahltemperaturen und Stahlspannungen zum Zeitpunkt des Bruches

Prüfkörper	b [cm]	Bruch [min]	A <sub>Bruch</sub> [Mp]	Q = 0 <sup>1)</sup> [m]	max M <sub>F</sub> [Mpm]	F <sub>e</sub> Feld [cm <sup>2</sup> ]	min u [cm]	$\sigma_e$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$\beta_s$	$\sigma_e/\beta_s$	T <sub>Stahl</sub> [°C]	Bruch- <sup>1)</sup> querschnitt
Balken 1	20	108	5,4	0,5	~ 2,7	8,0	3,1	~ 810	5.050	0,16	740	~ 0,5
Balken 2	20	120	5,2	0,5	~ 2,6	9,64	3,0	~ 650	5.050	0,13	800	~ 0,5
Balken 3	20	104	9,0	1,5	~ 5,2	12,7	3,2	~ 1000	4.800	0,21	690	~ 1,8
Balken 4	15	108	2,5	~ 0,5-1,5	~ 1,3	3,80	2,7	~ 940	5.500	0,17	780	~ 0,5 + 1,5
Balken 5	10	72	~ 1,4	~ 1,30	~ 0,7	3,08	2,8	~ 940	4.850	0,19	690	~ 1,4

<sup>1)</sup> Abstand in [m] vom Endauflager.

Die Versuchsergebnisse der früheren Versuchsreihen können nicht mit in die Tafel übernommen werden, da genaue Angaben über den  $\beta_s$ -Wert nicht vorliegen.

Über die gemessenen Auflagerkräfte wurden Lage und Betrag des maximalen Feldmomentes sowie die Stahlspannung  $\sigma_e$  der Feldbewehrung zum Zeitpunkt des Bruches ermittelt. In Abhängigkeit von der Fließspannung  $\beta_s$  wird der Ausnutzungsgrad der Bewehrung  $\sigma_e/\beta_s$  ermittelt. Die Stahltemperatur zum Zeitpunkt des Bruches führt zu der kritischen Stahltemperatur in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad, wie sie Ehm und Witteveen für Baustahl St. 37 in [6] aufgetragen haben.

Bild 33 zeigt die kritische Stahltemperatur für BSt. 42/50 anhand der in 5 Versuchen gemessenen Stahltemperatur der Feldbewehrung zum Zeitpunkt des Bruches und von Meßwerten, die in einer Vielzahl von Versuchen zu Forschungsvorhaben und Bauteilprüfungen der MPA an statisch bestimmt gelagerten Balken gefunden wurden. Die Werte im oberen Bereich konnten nur abgeschätzt werden, da Versuche mit einem Ausnutzungsgrad  $\sigma_e/\beta_s > 0,6$  bisher nicht durchgeführt wurden.

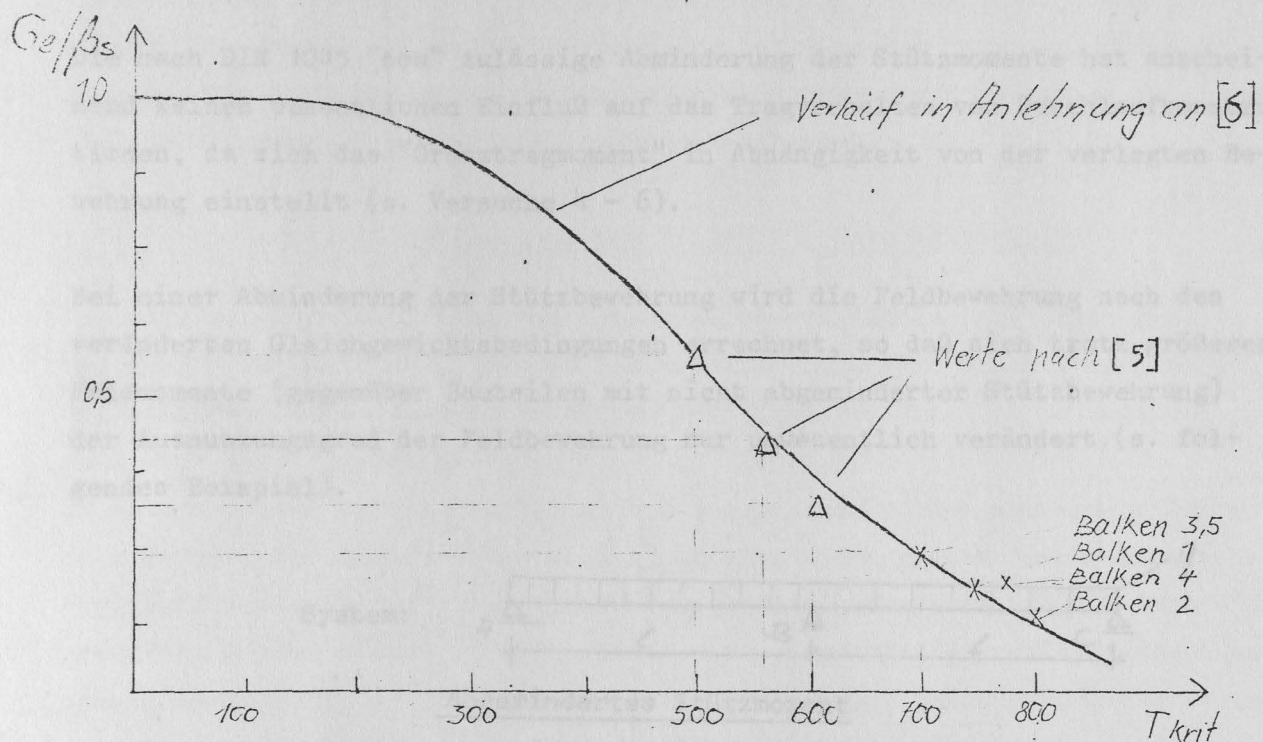


Bild 33: Kritische Stahltemperatur in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad  $\sigma_e/\beta_s$ .

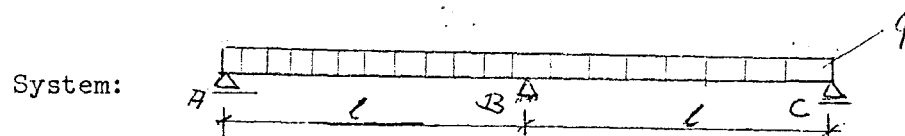
Die im Rahmen der Versuchsreihe ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien der Betonstähle unter Normaltemperatur zeigen teilweise sehr unterschiedliche Streck- und Bruchgrenzen, wobei besonders die hohen  $\beta_s$ -Werte für naturharten Stahl

(BSt. 42/50 RU) auffallen. Auch bei gleicher Stahlspannung der Bewehrung können sich daher in verschiedenen Versuchen sehr unterschiedliche Ausnutzungsverhältnisse ergeben, die bei entsprechender Erwärmungsgeschwindigkeit zu Unterschieden in der Feuerwiderstandsdauer im Bereich von mehr als 15 Minuten führen können.

Für die Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen ist daher der Ausnutzungsgrad der Bewehrung - und zwar in Abhängigkeit von der effektiven Streckgrenze und nicht von der nach Norm festgelegten Mindeststreckgrenze  $\beta_s$  - von entscheidender Bedeutung. In welcher Form die Diskrepanz zwischen vorhandener Streckgrenze und der Mindeststreckgrenze in den Konstruktionsrichtlinien berücksichtigt werden kann, muß einer ausführlichen Sicherheitstheorie vorbehalten bleiben, in der alle praxisbezogenen Einflüsse auf das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung berücksichtigt werden.

Die nach DIN 1045 "neu" zulässige Abminderung der Stützmomente hat anscheinend keinen wesentlichen Einfluß auf das Tragverhalten von Durchlaufkonstruktionen, da sich das "Grenztragsmoment" in Abhängigkeit von der verlegten Bewehrung einstellt (s. Versuche 4 - 6).

Bei einer Abminderung der Stützbewehrung wird die Feldbewehrung nach den veränderten Gleichgewichtsbedingungen errechnet, so daß sich trotz größerer Feldmomente (gegenüber Bauteilen mit nicht abgeminderter Stützbewehrung) der Ausnutzungsgrad der Feldbewehrung nur unwesentlich verändert (s. folgendes Beispiel).



Abgemindertes Stützmoment

<u>"Elastischer Zustand"</u>	<u>"Plastischer Zustand"</u>
$M_B = - \frac{0,85ql^2}{8} = 0,107 ql^2$	$M_{Bpl} = 1,75 M_B = - 0,187 ql^2$
$A = 0,5ql - 0,107 ql \approx 0,39 ql$	$A_{pl} = 0,59ql - 0,187ql = 0,31 ql$
$M_F = \frac{(0,39ql)^2}{2 \cdot q} = 0,076ql^2$	$M_F = \frac{(0,31ql)^2}{2 \cdot q} = 0,048ql^2$
$\sigma_e = 2400 \text{ kp/cm}^2$	$\sigma_e = \frac{2400 \cdot 0,048}{0,076} = 1510 \text{ kp/cm}^2$

$$\sigma_e / \sigma_{f1} = \frac{1510}{4200} = 0,36$$

Nicht abgemindertes Stützmoment

<u>"Elastischer Zustand"</u>	<u>"Plastischer Zustand"</u>
$M_B = - \frac{q\ell^2}{8} = - 0,125 q\ell^2$	$M_{Bpl} = 1,75 M_B \approx - 0,22 q\ell^2$
$M_F = \frac{q\ell^2}{14,2} \approx 0,07 q\ell^2$	$A_{pl} = 0,5 \ell q - 0,22 q \ell = 0,28 q \ell$
$\sigma_e = 2400 \text{ kp/cm}^2$	$M_{Fpl} = \frac{(0,28 q\ell)^2}{2 \cdot q} = 0,039 q \ell^2$
	$\sigma_{e(pl)} = \frac{2400 \cdot 0,039}{0,07} \approx 1340 \text{ kp/cm}^2$

$$\sigma_e / \sigma_{fl} = \frac{1340}{4200} = 0,32$$

Nach Bild 33 entspricht der vergrößerte Ausnutzungsgrad etwa einer Verminderung der kritischen Stahltemperatur um 30°C. Berücksichtigt man praxisübliche, feldweise wechselnde Verkehrslasten, wird der Unterschied im Ausnutzungsgrad noch geringer, da maximales Stützmoment und maximales Feldmoment über verschiedene Belastungsfälle errechnet werden.

5.2. Vorschlag von Konstruktionsrichtlinien für Durchlaufträger

Das Ziel einer Ausarbeitung von Konstruktionsrichtlinien muß sein, praxisbezogene Werte anzugeben, die es dem Konstrukteur ermöglichen, sich ohne wesentlichen Mehraufwand an bekannten Bemessungsverfahren zu orientieren.

Im Rahmen dieser Arbeit ergeben sich dagegen zunächst bei sehr enger Anpassung an die Versuchsergebnisse Werte; die nur über einen großen Rechenaufwand - genauer Nachweis der Temperaturzwängungsmomente für verschiedene Lastfälle - ermittelt werden können und die außerdem zu einer völlig praxisfremden Querschnittsgestaltung - verschiedene Balkenbreiten und unterschiedliche Betondeckung der Feldbewehrung in End- und Mittelfeldern - führen. Erst eine praxisgerechte Aufarbeitung dieser Werte ergibt brauchbare Konstruktionsrichtlinien für Durchlaufkonstruktionen.

5.2.1 Bewehrungsführung

Durch die Überlagerung der Gebrauchsmomente mit den Temperaturzwängungsmomenten und den daraus abzuleitenden Fakten wie Erhöhung der Stützmomente,

Abminderung der Feldmomente und Verschiebung des Momentennullpunktes sind unter der Voraussetzung, daß für den "Katastrophenlastfall Brand" die Bewehrung über den Zwischenauflagern bis an die Streckgrenze  $\beta_s$  ausgenutzt werden darf, folgende Maßnahmen zu treffen:

- a) Verlängerung der Biegezugbewehrung im Bereich der Mittelaufleger über dem zur Feldmitte hin verschobenen Momentennullpunkt hinaus unter Berücksichtigung einer vergrößerten Verankerungslänge.
- b) Bestimmung der Betondeckung der Biegezugbewehrung in den Feldern in Abhängigkeit vom veränderten Ausnutzungsgrad ( $\sigma_e/\beta_s$ ) und der damit veränderten kritischen Stahltemperatur (s. Bild 33).

#### 5.2.1.1 Stützbewehrung

Eine exakte Auswertung der Versuchsergebnisse führt zu der Forderung, die Bewehrungsführung über den Zwischenauflagern der sich aus Überlagerung von Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten ergebenden Momentenfläche anzupassen und die Verankerungslänge gegenüber DIN 1045 zu vergrößern. Welcher Betrag mindestens erforderlich ist, kann nach dieser Versuchsreihe nicht genau gesagt werden, da nur Balken mit 1,75-facher Verankerungslänge geprüft wurden. Die Folgerung aus diesen Forderungen wäre ein erheblicher Rechenaufwand für mehrere Lastfälle und in sehr vielen Fällen - Innenfelder von Durchlaufbalken, beidseitig eingespannte Balken und in Abhängigkeit vom Stützweitenverhältnis und der Belastung sehr oft auch die kleineren Felder von Zweifeldbalken - eine durchgehende obere Feldbewehrung.

Eine Überprüfung mehrerer Systeme, die nach diesem Prinzip bewehrt wurden, läßt wesentlich vereinfachte Richtlinien zu. Es wird folgende Lösung vorgeschlagen:

- a) In allen Feldern durchgehende obere Feldbewehrung  
 $Fe \geq 20 \% Fe_{\text{Stütz}}$
- b) Verlängerung der übrigen nach DIN 1045 ermittelten Biegezugbewehrung über den Zwischenstützen um einen Betrag von  
0,2 l.







### 5.2.1.2 Feldebewehrung

Bei allen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen trat das Versagen der Durchlaufkonstruktion durch Überschreiten der kritischen Stahltemperatur der Feldebewehrung ein. Forderungen nach einer Mindestbetondeckung zumindest in den Endfeldern in Abhängigkeit von der Balkenbreite und der Feuerwiderstandsdauer sind daher unumgänglich.

Die kritische Stahltemperatur ist abhängig vom Ausnutzungsgrad der Bewehrung  $\sigma_e/\beta_s$  (s. Bild 33), der bei ungünstigen Verhältnissen - maximale Spannung im Feld bei einer Streckgrenze der Stahleinlagen im Bereich der Mindestwerte gemäß Zulassung - für Durchlaufsysteme mit annähernd gleichen Stützweiten etwa bei 0,3 liegt. Nach Bild 33 liegt die kritische Stahltemperatur für  $\sigma_e/\beta_s = 0,3$  etwa bei  $650^\circ\text{C}$ .

Für den Entwurf von Konstruktionsrichtlinien muß die Betondeckung der Zugbewehrung in den Endfeldern von Durchlaufsystemen so gewählt werden, daß diese Temperatur im Beurteilungszeitraum nicht überschritten wird.

Nach DIN 1045 ist für Ortbetonbalken eine Mindestbetondeckung von 15 mm vorgeschrieben. Bei Verwendung von Bügelkörben aus Betonstahlmatten ( $d \text{ min } \varnothing \approx 4,0 \text{ mm}$ ) und Stahleinlagen  $> \varnothing 12$  ergeben sich Betondeckungen, bezogen auf die Achsen der Stahleinlagen, von  $\geq 25 \text{ mm}$ . Unter der Annahme, daß diese Betondeckung in allen Balken mindestens erreicht wird, werden die folgenden Lösungen vorgeschlagen:

- a.) Bei Einstufungen  $\leq$  "F 60" sind an die Betondeckung der Feldebewehrung unabhängig von der Balkenbreite keine besonderen Anforderungen zu stellen. Bei der Einstufung von  $\geq 20 \text{ cm}$  breiten Balken in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" ist lediglich die seitliche Betondeckung auf 3,5 cm zu vergrößern.
- b.) Bei Einstufung von 15 cm breiten Balken in "F 90" muß die Mindestbetondeckung 3,5 cm und die seitliche Betondeckung 4,5 cm betragen.

Eine Zusammenstellung aller Werte ist aus Tafel 11 zu entnehmen.

Aus konstruktiven Erwägungen wird vorgeschlagen, diese Werte allgemein für die Feldebewehrung von Durchlaufkonstruktionen anzuwenden.

Im Bedarfsfall sind an die Zugbewehrung von Innenfeldern mehrfeldriger Balken oder von beidseitig eingespannten Balken hinsichtlich der Betondeckung keine besonderen Anforderungen zu stellen, da die Zugbewehrung über Auflagern im allgemeinen unter Ausnutzung der Spannungsreserven bis zur Fließgrenze das Kragmoment aufnehmen kann, das sich beim Versagen der Zugbewehrung im Feld (Gelenkbildung) einstellen würde.

#### 5.2.2 Balkenbreite der Biegedruckzone

Hinsichtlich der Balkenbreiten sind auch in Abhängigkeit vom Brandverhalten der Biegedruckzone (siehe [4]) bestimmte Mindestabmessungen einzuhalten.

Nach DIN 1045 "neu" ist gegenüber der alten Vorschrift im Gebrauchszustand eine wesentlich höhere Ausnutzung der Biegedruckzone möglich, so daß im allgemeinen aus statischen Gründen die Anordnung von Massiv- oder Halbmassivstreifen bei durchlaufenden Rippendecken nicht mehr erforderlich ist. Unter der Annahme, daß die Biegedruckzone im Bereich eines Zwischenauflagers rechnerisch voll ausgenutzt wird, ergibt sich infolge der Momentenumlagerungen unter Brandbeanspruchung in der Biegedruckzone eine Spannungsverteilung, die etwa dem rechnerischen Bruchzustand entspricht.

In dem Forschungsvorhaben über das Brandverhalten der Biegedruckzone bei dreiseitigem Feuerangriff [4] ergaben sich bei Ausnutzung der Biegedruckzone bis zum rechnerischen Bruchzustand folgende Feuerwiderstandszeiten:

T a f e l 9: Feuerwiderstandsdauer in Abhängigkeit von Balkenbreite nach [4]

Balkenbreite b cm	Feuerwiderstandsdauer
10	~ 60 Minuten
15	~ 90 Minuten
20	~ 110 Minuten

Diese Werte wurden bei vollbeheizter Biegedruckzone an statisch bestimmten Systemen bei Simulierung des Momentenzuwachses entsprechend einem Durchlaufträger durch Laststeigerung ermittelt und konnten an Durchlaufsystemen insofern bestätigt werden, als die Biegedruckzone an entsprechenden Balken nicht vor dieser Zeit versagte, siehe Tafel 10.

T a f e l 10: Feuerwiderstandsdauer der geprüften Durchlaufbalken

Balkenbreite b [cm]	Mittelauflager	1) Feuerwiderstandsdauer [min]	Versagen
10	Stütze	72 > 60	Feldebewehrung
15	Stütze	108 > 90	Feldebewehrung
20	Wand	108	Feldebewehrung
20	Wand	120 } ~110	Feldebewehrung
20	Wand	104	Feldebewehrung

1) vergleiche Tafel 9

Alle Durchlaufträger dieses Versuchsabschnittes mit einer Stützbewehrungsführung nach Abschnitt 5.2.1 versagten eindeutig durch das Erreichen der kritischen Stahltemperatur der Feldebewehrung und nicht infolge eines Bruches der Biegedruckzone. Hinsichtlich des Brandverhaltens der Biegedruckzone können also die in Tafel 9 in Abhängigkeit von der Balkenbreite angegebenen Feuerwiderstandszeiten als Mindestwerte für die Konstruktionsrichtlinien angesehen werden.

Werden bei Rippendecken Halbmassivstreifen bis zum rechnerischen Nullpunkt (Kaltzustand) angeordnet, dann sind hinsichtlich der Mindestbreite keine besonderen Anforderungen zu stellen.

Über den Einfluß des Seitenverhältnisses der Biegedruckzone auf das Brandverhalten von Durchlaufsystemen können keine exakten Angaben gemacht werden, da bisher nur zwei Orientierungsversuche mit einem anderen Seitenverhältnis als 1:2 durchgeführt wurden (siehe [4]). Diese Versuchsergebnisse deuten an, daß sich die Biegedruckzone von schlanken Plattenbalken ungünstiger verhält als von gedrunenen Querschnitten gleicher Dicke. Es ist zu erwarten, daß 10 cm bzw. 15 cm breite Balken mit Seitenverhältnissen  $\geq 1:3$  bei voller rechnerischer Betondruckspannungsausnutzung nicht in die Feuerwiderstandsklasse F 60 bzw. F 90 eingestuft werden können.



### 5.2.3 Betonabplatzungen

Nach Meyer-Ottens [3] sind besonders Balken mit einer Breite  $\leq 12$  cm in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit und von der Betondruckspannung durch das Auftreten von zerstörenden Betonabplatzungen gefährdet.

Die Brandversuche haben jedoch gezeigt, daß bei dreiseitig beheizten, gedrun- genen Querschnitten (Seitenverhältnis 1:2) auch bei 10 cm breiten Balken keine Abplatzungen auftraten, obwohl der Feuchtigkeitsgehalt  $\geq 3$  % war und infolge Momentenumlagerungen über dem Mittelaufleger sehr hohe Druckspannungen er- rechnet wurden.

Nach Meyer-Ottens sind die wichtigsten Ursachen für explosionsartige Abplat- zungen die Zugspannungen, die beim Ausströmen von Wasserdampf zum Feuer hin durch Reibung an den Porenwandungen im temperaturbeanspruchten Beton ent- stehen. Diese Strömungen treten im wesentlichen bei zweiseitig beheizten Schei- ben oder bei sehr schlanken, dreiseitig beheizten Stegen ( $b/d \geq 1:4$ ) auf. Bei sehr gedrun- genen Querschnitten wird die Wasser- und Wasserdampfströmung im wesentlichen vom Feuer weg zur nicht beheizten Oberfläche hin verlaufen. Zerstörende Abplatzungen sind daher auch bei 10 cm breiten Balken mit einem Seitenverhältnis  $b/d = 1:2$  nicht zu erwarten. Bei einem Seitenverhältnis von 1:4 treten dagegen Abplatzungen auf.

### 5.2.4 Zusammenfassung der Werte für einen Entwurf von Konstruktionsrichtlinien

In Tafel 11 werden alle oben angeführten Versuchsergebnisse hinsichtlich Be- wehrungsführung, Querschnittswahl und Abplatzgefahr zusammengefaßt und für die Klassifizierung von Durchlaufträgern in bestimmte Feuerwiderstandsklassen verwertet.

Der Entwurf dieser Richtlinien geht von der nach deutschen Normen gültigen Vorstellung aus, das Brandverhalten von Gebäuden nach der Feuerwiderstands- dauer von maximal belasteten Einzelbauteilen zu beurteilen. Ob dieses Prin- zip auch bei der Beurteilung von Durchlaufkonstruktionen angewendet werden soll oder ob hier bereits andere Theorien einfließen sollen, muß im Zu- sammenhang mit dem Brandverhalten von Gesamtbauwerken untersucht werden.

T a f e l 11: Vorläufige Konstruktionsrichtlinien

	Feuerwiderstandsklasse				
	F 30	F 60	F 90		F 120
Mindestbalkenbreite b (cm) 1)	10	10	15	20	22
Betondeckung der Feldbewehrung 2)					
$u_{\phi} = \frac{\sum u_i \cdot F_i}{\sum F_i}$ (cm)	-	-	3,5	-	4,5
$u_s$ (cm)	-	-	4,5	3,5	5,5
Bewehrungsführung 3) Stützbewehrung	a) In allen Feldern durchgehende obere Feld- bewehrung $F_e \geq 0,2 F_{e\text{Stütz}}$  b) Verlängerung der übrigen nach DIN 1045 ermittelten Biegezugbewehrung über den Zwi- schenstützen um einen Betrag von 0,2 l. 3)				

- 1) Gilt bei voller Spannungsausnutzung der Biegedruckzone nur für Seiten-  
verhältnisse  $b/d \geq 0,5$ .
- 2)  $u_{\phi}$  = mittlere Betondeckung  
 $u_i$  = kleinste Entfernung zum nächsten beheizten Querschnittsrand  
 $F_i$  = Querschnitt eines Bewehrungsstabes  
 $u_s$  = seitliche Betondeckung (nur anzuwenden bei einlagiger Bewehrung)
- 3) bzw. Anpassung an die Momentenlinie aus Überlagerung von Gebrauchs-  
und Zwängungsmomenten (Abschn. 5.2.1.1)

### 5.3 Kontrolle der Versuchsergebnisse durch ein Rechenprogramm

Am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig wird zur Zeit ein umfangreiches Rechenprogramm zur numerischen Ermittlung des Brandverhaltens der Biegedruckzone von Stahlbetonbauteilen aufgestellt [2]. Mit Hilfe dieses Programmes wurde bereits eine Anzahl von Versuchsergebnissen hinsichtlich Verformung und Schnittkrartermittlung überprüft. In Bild 35 und 36 ist als Beispiel der Vergleich von Versuchsergebnissen mit rechnerisch ermittelten Werten für den Durchlaufträger 1 nach Tafel 2 aufgezeichnet. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuchsergebnis in den ersten 30 Minuten, bei längerer Branddauer aber noch größere Differenzen, besonders in der Verformung. Die Differenzen sind teilweise darauf zurückzuführen, daß der Einfluß des Kriechens nicht berücksichtigt wurde (in der Rechnung zu kleine Verformungen bis zur 60. Minute), teilweise darauf, daß die Aufheizungsverhältnisse des Querschnitts über dem Mittelaufleger und die höhere Betonfestigkeit gegenüber der Rechenannahme nicht berücksichtigt wurden (zu große Verformungen in der 90. Minute).

Das Rechenprogramm wird in der Zwischenzeit weiter verbessert, und es sollte in der Zukunft möglich sein, noch ausführlichere Konstruktionsrichtlinien für Durchlaufträger aufzustellen, da Balken mit Variationen in Querschnittsabmessungen, Bewehrungsführung und Betongüte nachgerechnet werden können. Zur Kontrolle des Programms müßten alle bisher geprüften Durchlaufträger nachgerechnet werden.

### 6. Auswertung des Versuchsergebnisses Platte 6

Die Auswertung nur eines Plattenversuches kann nicht zu allgemeingültigen Richtlinien für Durchlaufplatten führen, besonders dann nicht, wenn das Ergebnis dieses Versuches anders ausfällt als die Ergebnisse der Versuche an Durchlaufbalken.

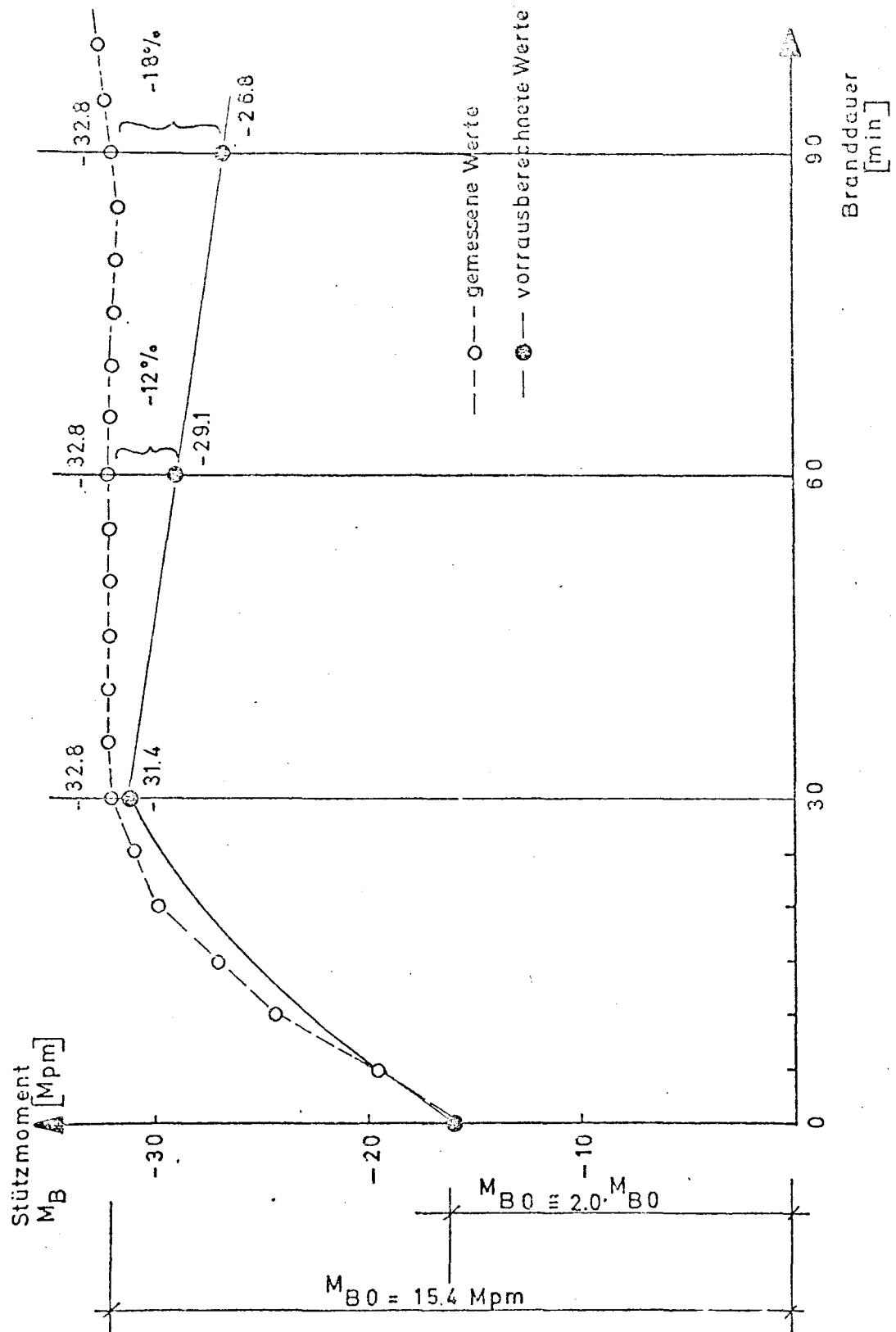


Bild 35: Momentverlauf Balken 1  
Vergleich zwischen Rechnung und Versuch

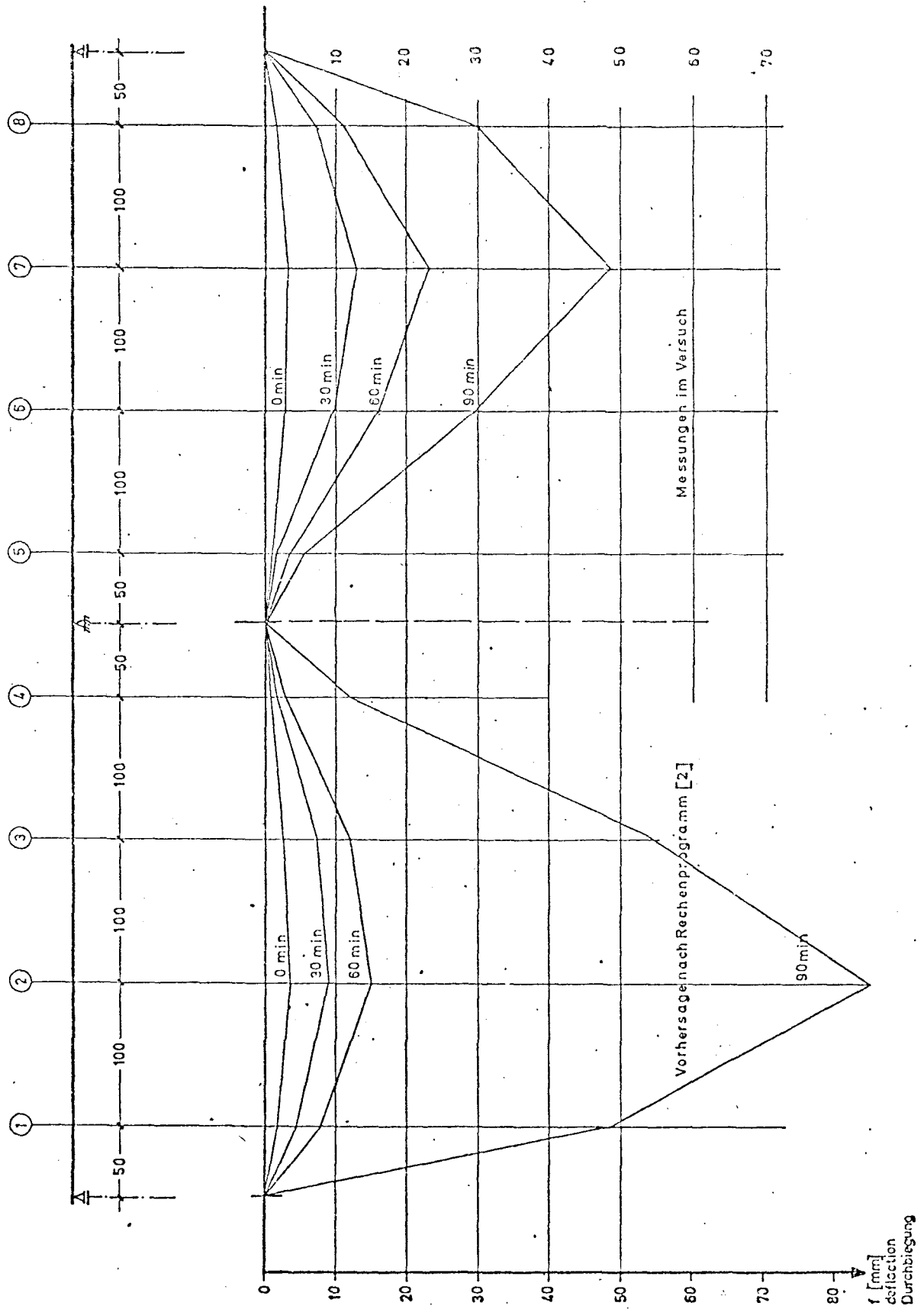


Bild 36: Durchlaufträger Balken 1, Durchbiegungen Feld 1  
Vergleich zwischen Rechnung [2] und Versuch.



Bei der Planung dieses Versuches wurden bewußt ungünstige Schlankheitsverhältnisse zugrunde gelegt. Nach DIN 1045, Abschnitt 17.7.2 darf die Schlankheit  $\lambda_1/h$  nicht größer als 35 sein, wobei nach Tabelle 18 die Ersatzstützweite  $\lambda_1 = \alpha \cdot l$  in Rechnung gestellt werden darf. Für Endfelder von Durchlaufsystemen beträgt  $\alpha = 0,8$ .

Bei einer statischen Höhe von  $h = 0,08$  m ergibt sich eine Schlankheit von

$$\lambda_1/h = 0,8 \cdot 4,0 / 0,08 = 40 > 35.$$

Bei der ermittelten Streckgrenze der Stützbewehrung von  $\beta_s = 5500 \text{ kp/cm}^2$  und einer Gebrauchsspannung von  $\sigma_e = 3700 \text{ kp/cm}^2$  im Kaltzustand ergab sich ein Sicherheitsbeiwert  $v = 5500/3700 = 1,5$ . Das entspricht etwa dem Sicherheitsbeiwert, der sich bei einer zulässigen Abminderung der Stützbewehrung um 15 % ergibt ( $v = 0,85 \cdot 1,75 = 1,5$ ).

In diesem Versuch konnte daher das Brandverhalten von extrem schlanken und damit sehr biegeweichen Durchlaufkonstruktionen untersucht werden. Die bisherigen Versuche an Durchlaufträgern konnten darüber keine Auskunft geben, da die größte Schlankheit bei Balken 5 mit  $\lambda_1/h = 0,8 \cdot 400/25,3 = 12,7$  untersucht wurde.

Bei diesen biegeweichen Systemen ist im Brandfall mit sehr großen Durchbiegungen zu rechnen, die über dem Mittelaufleger eine große Auflagerrotation hervorrufen. Bei Stahlbetonkonstruktionen führt das zu breiten Rissen auf der Zugseite und großen Dehnungen der Stützbewehrung (s. Bild 31 und 32). Wenn Betonstähle mit geringerer Bruchdehnung eingebaut werden, reißt die Bewehrung über der Stütze, und es bilden sich bei einem Zweifeldträger zwei statisch bestimmt gelagerte Einfeldkonstruktionen, die die vorhandene Last nicht mehr abtragen können.

In der Praxis wird als Plattenbewehrung im allgemeinen Betonstahl BSt 50/55 RK (St. IV) in Form von Betonstahlmatten eingebaut, die im Verhältnis zu anderen Betonstählen eine geringe Bruchdehnung (Mindestbruchdehnung gemäß Tabelle 6 DIN 1045 "neu"  $\geq 8$  %) aufweisen. Der Prüfkörper wurde daher ebenfalls mit Betonstahlmatten bewehrt.

Das Versuchsergebnis zeigt, daß die Rotationsfähigkeit des gewählten Querschnittes mit der gewählten Bewehrung nicht groß genug ist, die auftretenden Durchbiegungen im Feld aufzunehmen und das plastische Moment über einen längeren Zeitpunkt bis zum Erreichen der kritischen Stahltemperaturen der Feldebewehrung aufzubauen. Das System versagte eindeutig durch Bruch der Stützbewehrung, als die Temperaturen der Feldebewehrung maximal  $400^{\circ}\text{C}$  erreicht hatten.

Das Verhalten dieser sehr schlanken Durchlaufplatte führt zu weiteren Fragen, die in einem neuen Forschungsvorhaben untersucht werden sollten:

1. Ist es überhaupt möglich, mit einer wirtschaftlichen Bewehrungsführung die Endfelder einachsiger gespannter Durchlaufplatten, die mit Betonstahlmatten St 50/55 RK bewehrt sind, in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" einzustufen?
2. Wie verhalten sich Durchlaufplatten mit einer Bewehrung, die eine größere Bruchdehnung zuläßt, zum Beispiel St 42/50 RU naturhart (St IIIa) bzw. St 42/50 RK kaltverformt (St IIIb)?
3. Wie verhält sich der Beton im Auflagerbereich, wenn bei großer Auflagerrotation die Bewehrung trotz großer Dehnungen nicht versagt?

Das Verhalten von Durchlaufplatten wurde durch zwei Versuche im Rahmen der Materialprüfung bestätigt. Hier wurden allerdings wesentlich biegesteifere Hohlkörperplatten untersucht, die bei den gleichen Stützweitenverhältnissen insgesamt 30 cm dick waren und oben und unten mit einem je 5 cm dicken Betonspiegel abgeschlossen wurden (s. Bild 37).

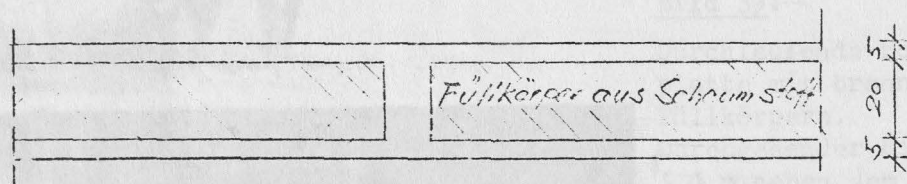


Bild 37: Hohlkörperplatte mit brennbaren Füllkörpern



Bild 38:

Durchlaufende Hohlstegplatte mit brennbaren Füllkörpern.

Riß über dem Mittelaufleger. ( $l_1/b \geq 20$ )

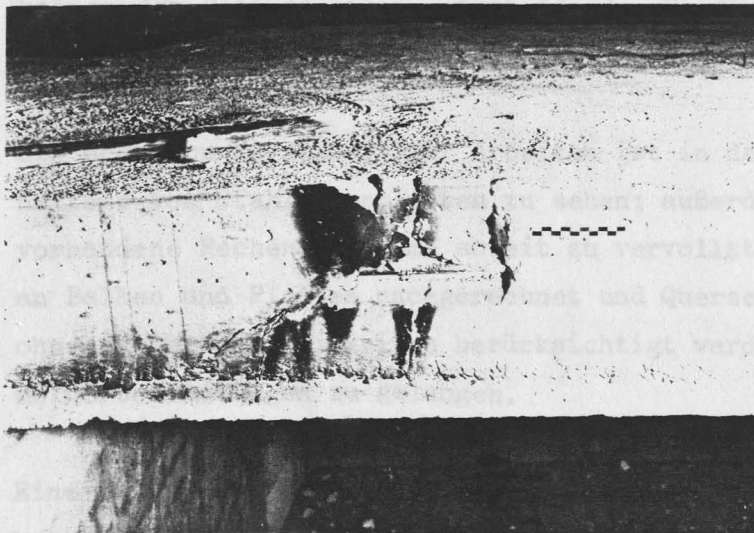


Bild 39:

Durchlaufende Hohlstegplatte mit brennbaren Füllkörpern.

Durchgehender Riß etwa 1,1 m neben dem Mittelaufleger.

## 7. Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wurde das Brandverhalten von durchlaufenden Stahlbetonbalken und -platten untersucht.

Bei der großen Anzahl von Versuchen ist eine weitgehende Aussage über das Verhalten von Durchlaufbalken möglich. Ein Entwurf von vorläufigen Konstruktionsrichtlinien ist in Tafel 11 zusammengefaßt. Dieser Entwurf ließe sich für verschiedene Fälle noch modifizieren (Anordnung von Massivstreifen bei Rippendecken, Veränderung des Seitenverhältnisses, Veränderung von Stützweitenverhältnissen, Unterscheidung zwischen Innen- und Endfeldern, verschiedene Ausnutzungsgrade), die Aufgabe dieser Untersuchung ist jedoch darin zu sehen, Grenzwerte für das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung zu geben und keinen weitgefächerten Katalog von verschiedenen Fällen für die Normung auszuarbeiten.

Das Brandverhalten von sehr schlanken Durchlaufkonstruktionen ( $l_1/h \geq 20$ ) wie Platten und flachen weitgespannten Rippendecken, sowie von durchlaufenden Hohlkörperdecken (s. Bild 37) kann anhand der wenigen Versuche noch nicht abschließend beurteilt werden. Diese wenigen Versuche haben gezeigt, daß anscheinend die Rotationsfähigkeit des Querschnittes über den Zwischenauflagern (beeinflußt u.a. durch Bruchdehnung der Bewehrung und Kriechverhalten des Betons) einen entscheidenden Einfluß auf das Brandverhalten dieser Konstruktionen hat.

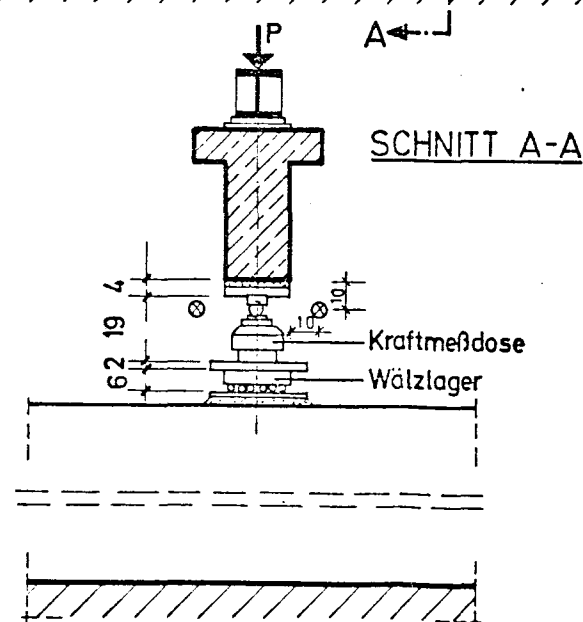
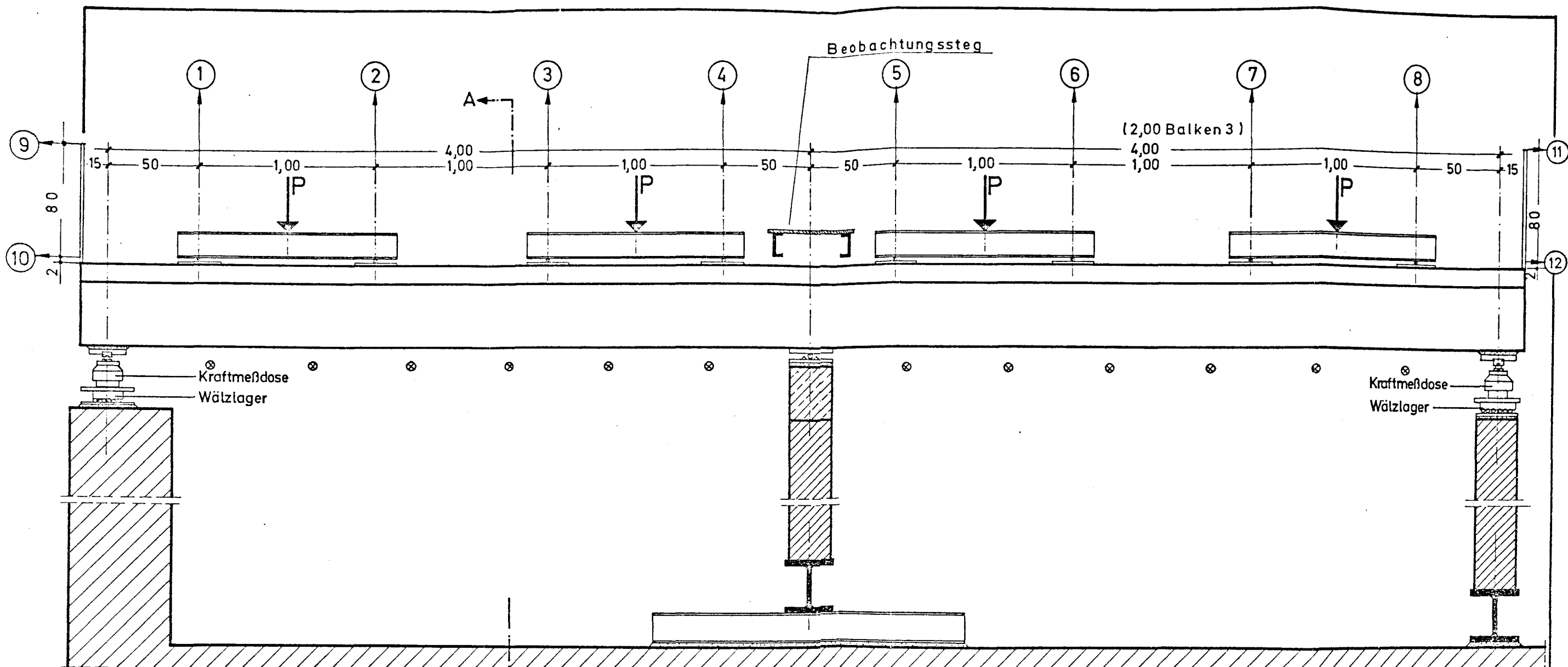
Ein Schwerpunkt zukünftiger Arbeiten ist in der Untersuchung des Brandverhaltens von Stahlbetonplatten zu sehen; außerdem ist es erforderlich, bereits vorhandene Rechenprogramme soweit zu vervollständigen, daß alle Versuche an Balken und Platten nachgerechnet und Querschnitts- sowie Systemänderungen ohne große Schwierigkeiten berücksichtigt werden können, um so zu verallgemeinerten Aussagen zu gelangen.

Eine praxisnahe Beurteilung des Brandverhaltens von durchlaufenden Stahlbetonkonstruktionen erscheint jedoch nur dann möglich, wenn das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen im Zusammenhang mit dem Verhalten des Gesamtbauwerkes untersucht wird, d.h., wenn alle Randbedingungen wie Dehnungs- und Rotationsbehinderung, konstruktiver Queraustrag, Warmkriechen o.ä., berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Ehm, H., Krampf, L. und v. Postel, R.:  
Durchlaufende Stahlbetonkonstruktionen unter Brandbeanspruchung.  
Vorläufiger Endbericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahl-  
betonbau der T.U. Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. K. Kordina (1968,1970)
- [2] Bierbauer, N.:  
Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone im  
negativen Momentenbereich durchlaufender Stahlbetonplatten und  
-balken bei Brandbeanspruchung nach DIN 4102.  
Forschungsarbeit des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
der T.U. Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. K. Kordina (in Durchführung).
- [3] Meyer-Ottens, C.:  
Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton  
bei Brandbeanspruchung.  
Dissertation T.U. Braunschweig, 1972.
- [4] Wesche, J.:  
Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken und -rippendecken  
bei dreiseitigem Feuerangriff.  
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der  
T.U. Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. K. Kordina (in Vorbereitung).
- [5] Kordina, K.:  
Grundlagen für den Entwurf von Stahlbetonbauteilen mit bestimmter  
Feuerwiderstandsdauer.  
Berichte aus Forschung und Praxis, Hubert Rüschi gewidmet.  
Verlag W. Ernst & Sohn, München, 1969.
- [6] Ehm, H. und Witteveen, J.:  
Die kritische Temperatur bei hochtemperaturbeanspruchten Bau- und  
Betonstählen.  
Der Stahlbau 11/1970.

- [7] Schneider, U.:  
Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen  
bei hohen Temperaturen.  
Dissertation T.U. Braunschweig, 1973.
- [8] Barends, J.F.B.:  
Brandversuche an durchlaufenden Spannbetonbauteilen  
Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton.  
FIP-Symposium Braunschweig, 1965.  
Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin.
- [9] Ehm, H. und v. Postel, R.:  
Versuche an Stahlbetonkonstruktionen mit Durchlaufwirkung  
unter Feuerangriff.  
Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton.  
FIP-Symposium Braunschweig, 1965.  
Bauverlag GmbH, Wiesbaden - Berlin.
- [10] Ehm, H. und v. Postel, R.:  
Untersuchungen über Erwärmungsvorgänge an balkenartigen Beton-  
bauteilen unter Brandbeanspruchung.  
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der  
T.U. Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. K. Kordina, 1966.



① – ⑫

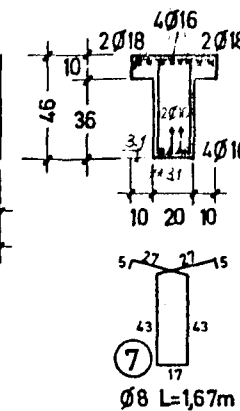
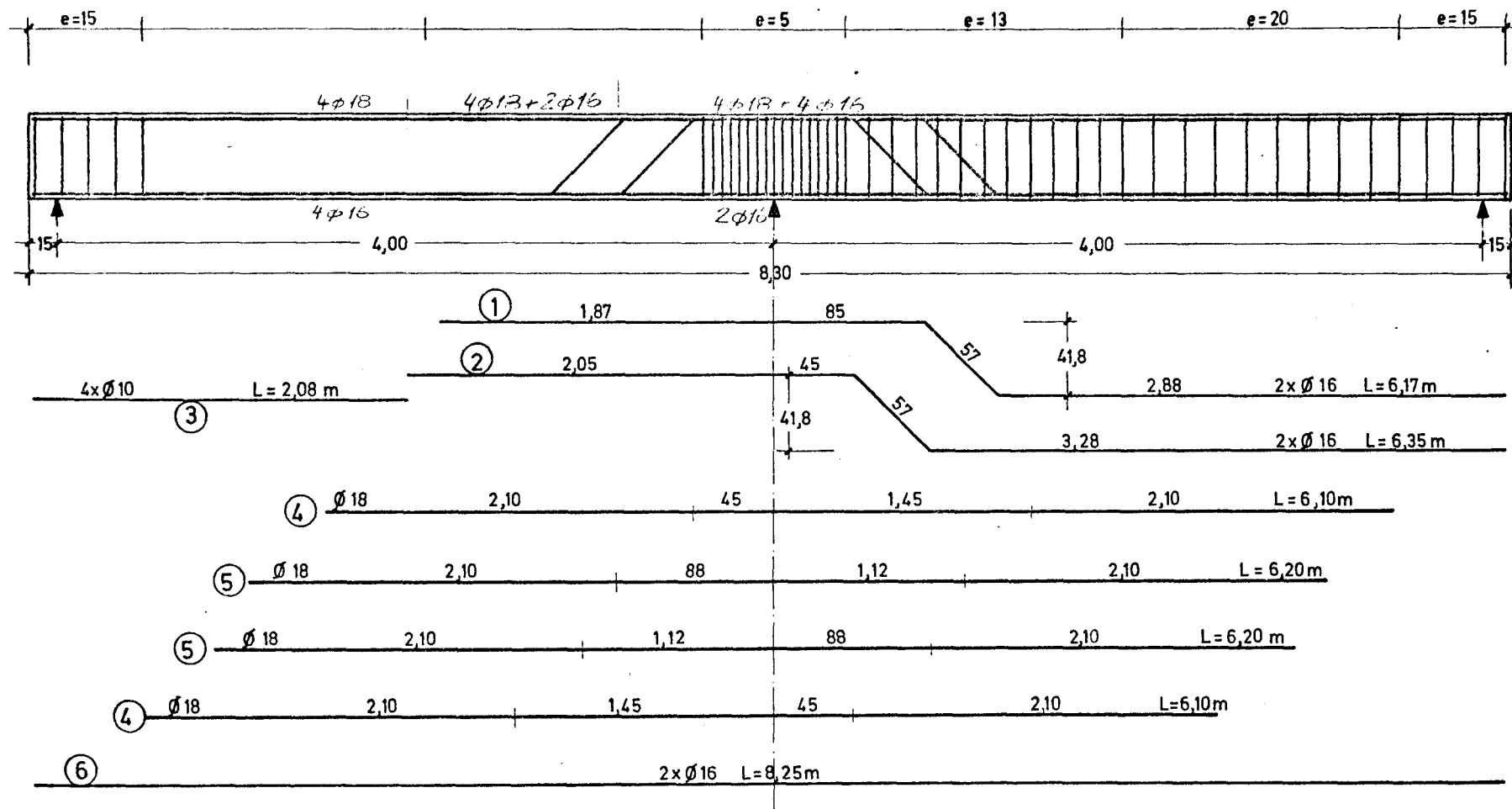
Verformungsmeßstellen

Maßstab = 1:20

⊗ Temperaturmeßstellen  
wechselseitig angeordnet

Versuchsaufbau	Anlage 1
Durchlaufträger unter Feuerangriff	
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	

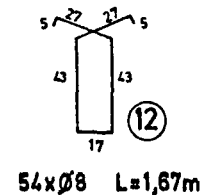
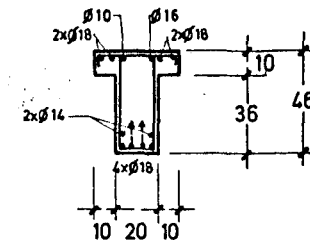
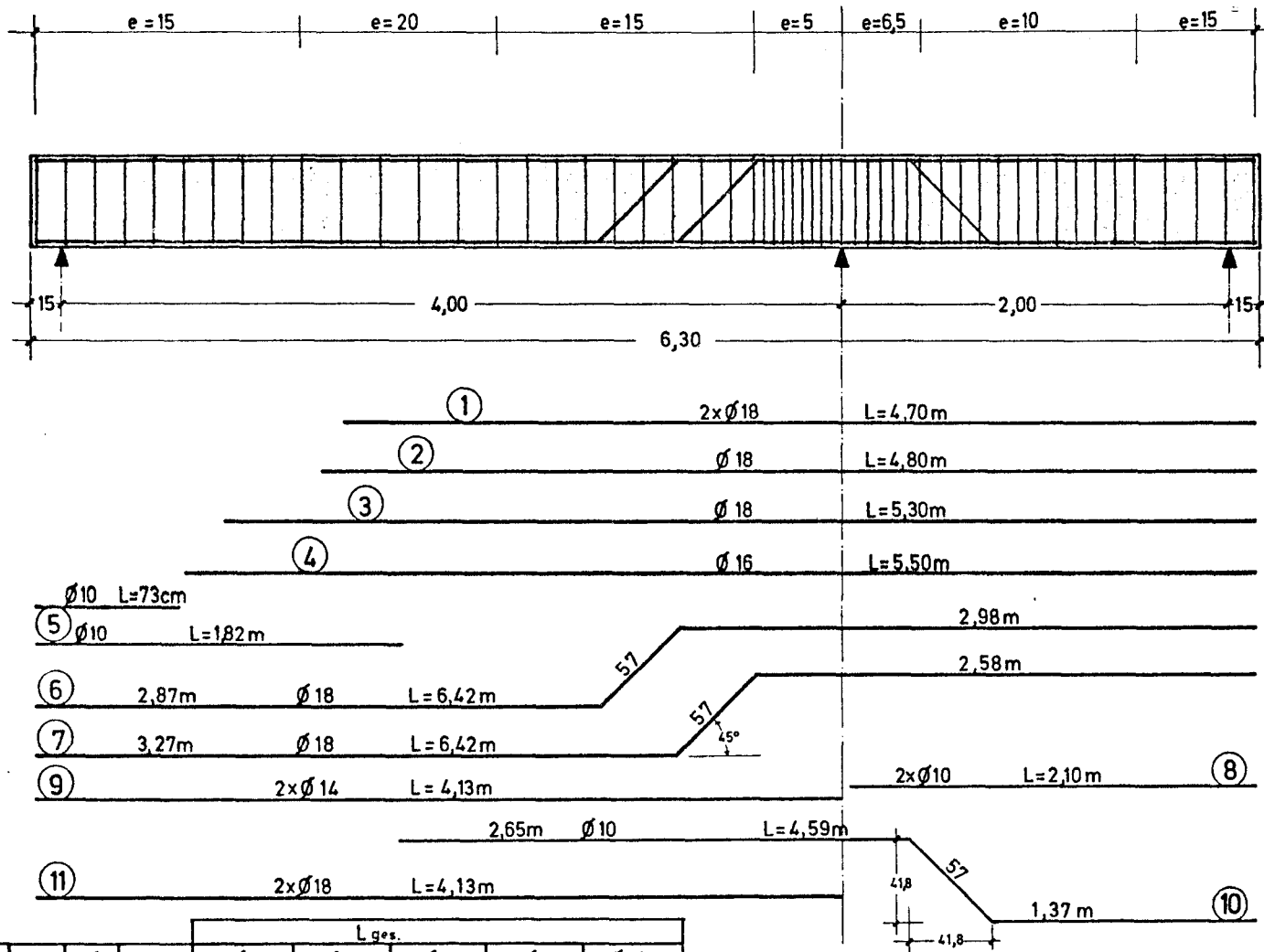




Nr	Stck	Ø	L	L <sub>ges</sub>			
				Ø 8	Ø 10	Ø 16	Ø 18
1	2	16	6,17			12,34	
2	2	16	6,35			12,70	
3	4	10	2,08		8,32		
4	2	18	6,10				12,20
5	2	18	6,20				12,40
6	2	16	8,25			16,50	
7	69	8	1,67	115,33			
L [m]				115,33	8,32	41,54	24,60
G [kg]				46	5	65	49

M = 1:25

Schal - und Bewehrungsplan	Balken 1
Durchlaufträger unter Feuerangriff	Anlage 2
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	

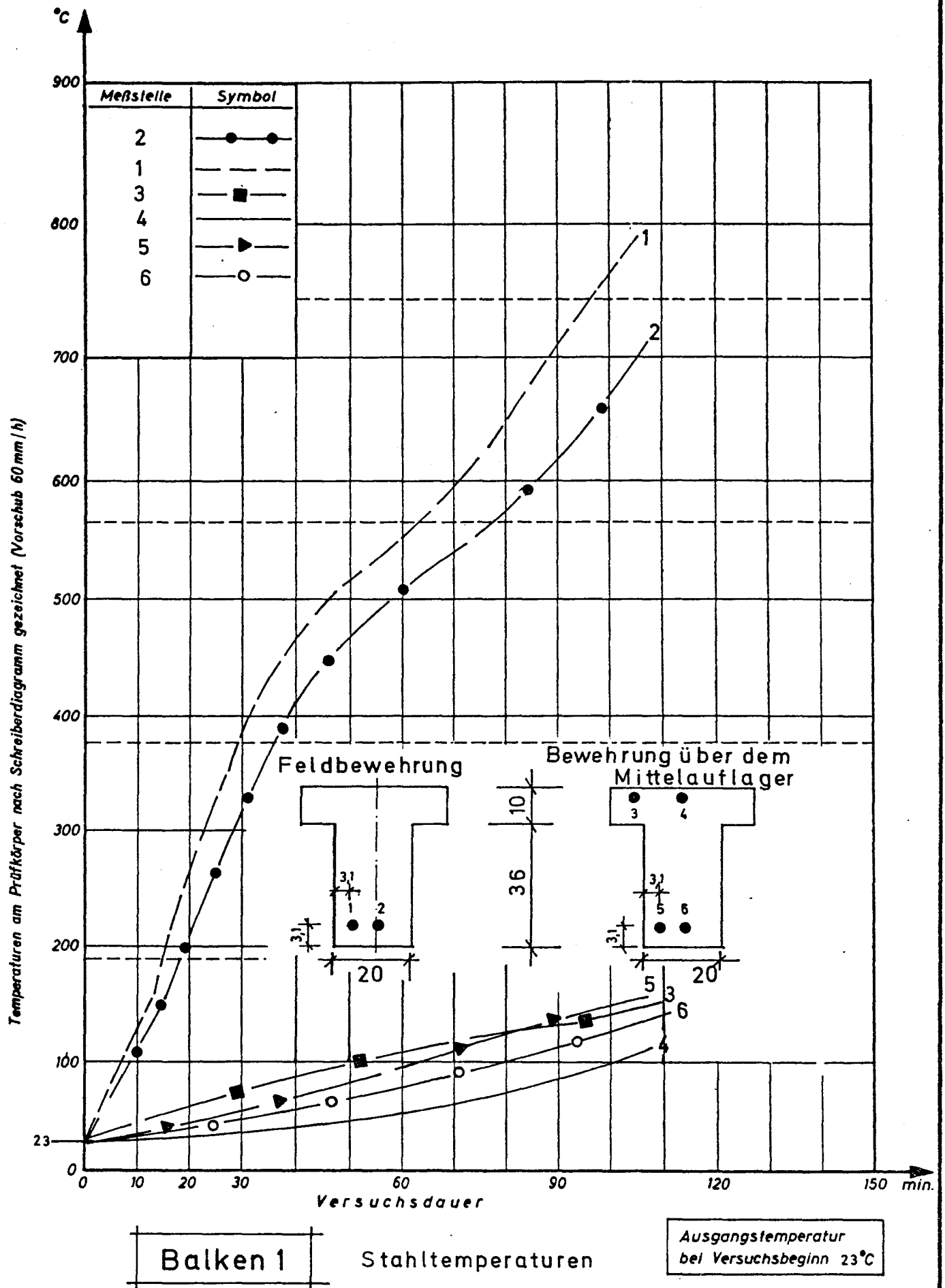


54xØ8 L=1,67m

M= 1:25

Nr.	Stck	Ø	L	L ges.				
				Ø8	Ø10	Ø14	Ø16	Ø18
1	2	18	4,70					9,40
2	1	18	4,80					4,80
3	1	18	5,30					5,30
4	1	16	5,50				5,50	
5	2	10	0,73+1,82		2,55			
6	1	18	6,42					6,42
7	1	18	6,42					6,42
8	2	10	2,10		4,20			
9	2	14	4,13			8,26		
10	1	10	4,59		4,59			
11	2	18	4,13					8,26
12	54	8	1,67	90,18				
L [m]				90,18	11,34	8,26	5,50	40,60
G [kg]				36	7	10	9	81

Schal - und Bewehrungsplan	Balken 3
Durchlaufträger unter Feuerangriff	Anlage 3
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	

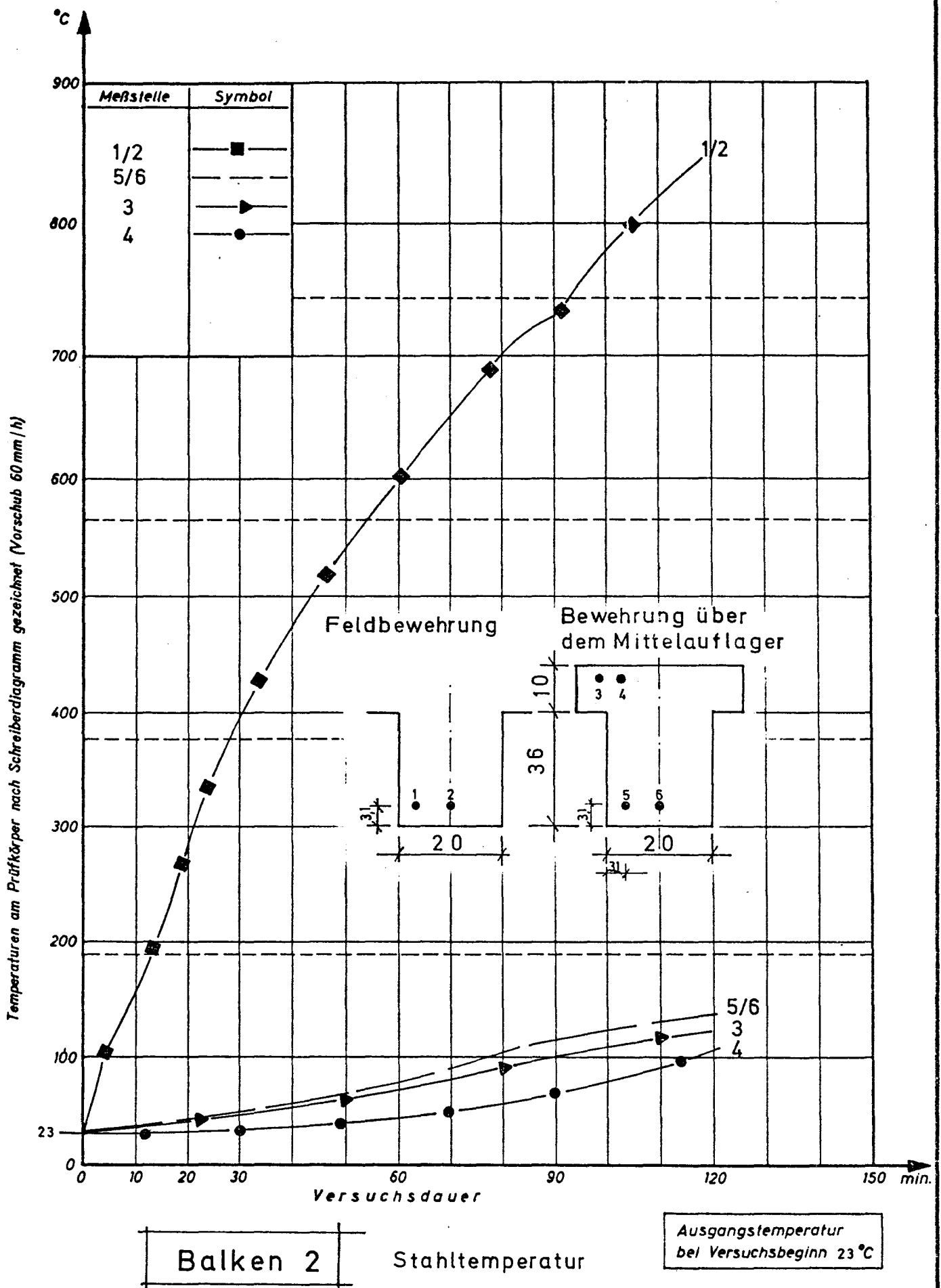


## Temperaturen am Prüfkörper

Anlage 4

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
Technische Universität Braunschweig  
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen





Temperatures am Prüfkörper

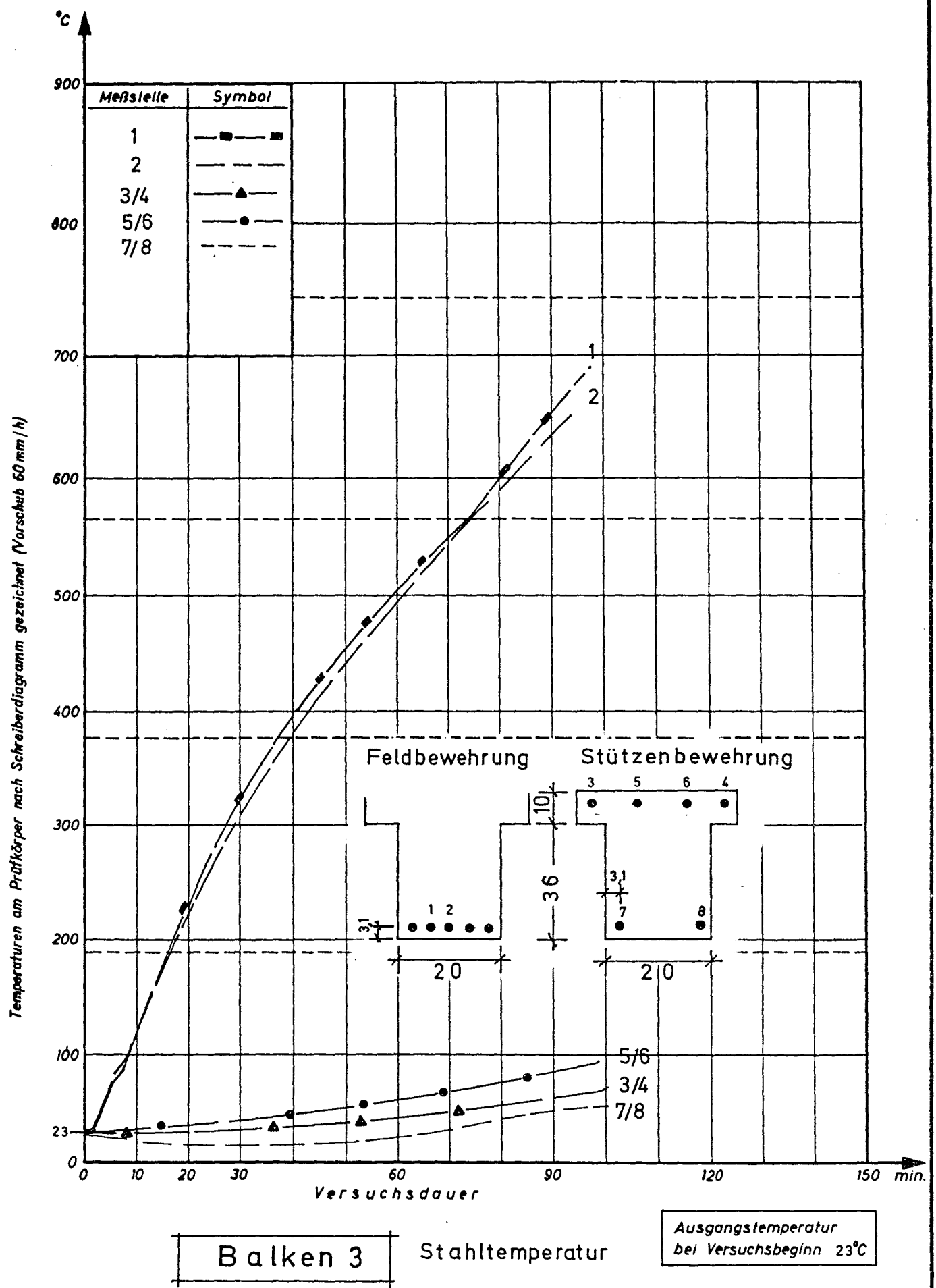
Anlage 6

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
Technische Universität Braunschweig  
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

<https://doi.org/10.24355/dbbs.094.201906241220.0>

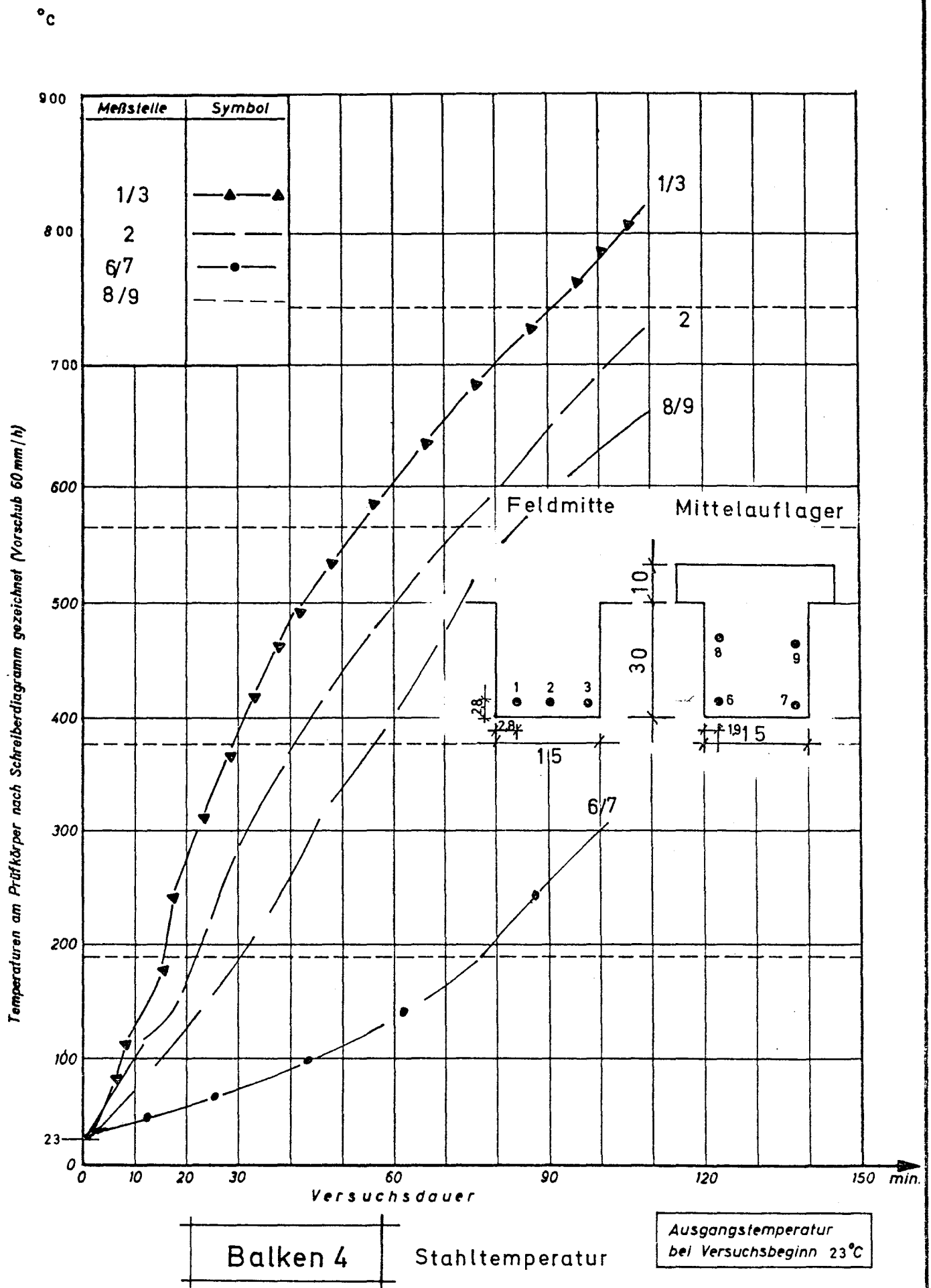






## Temperaturen am Prüfkörper

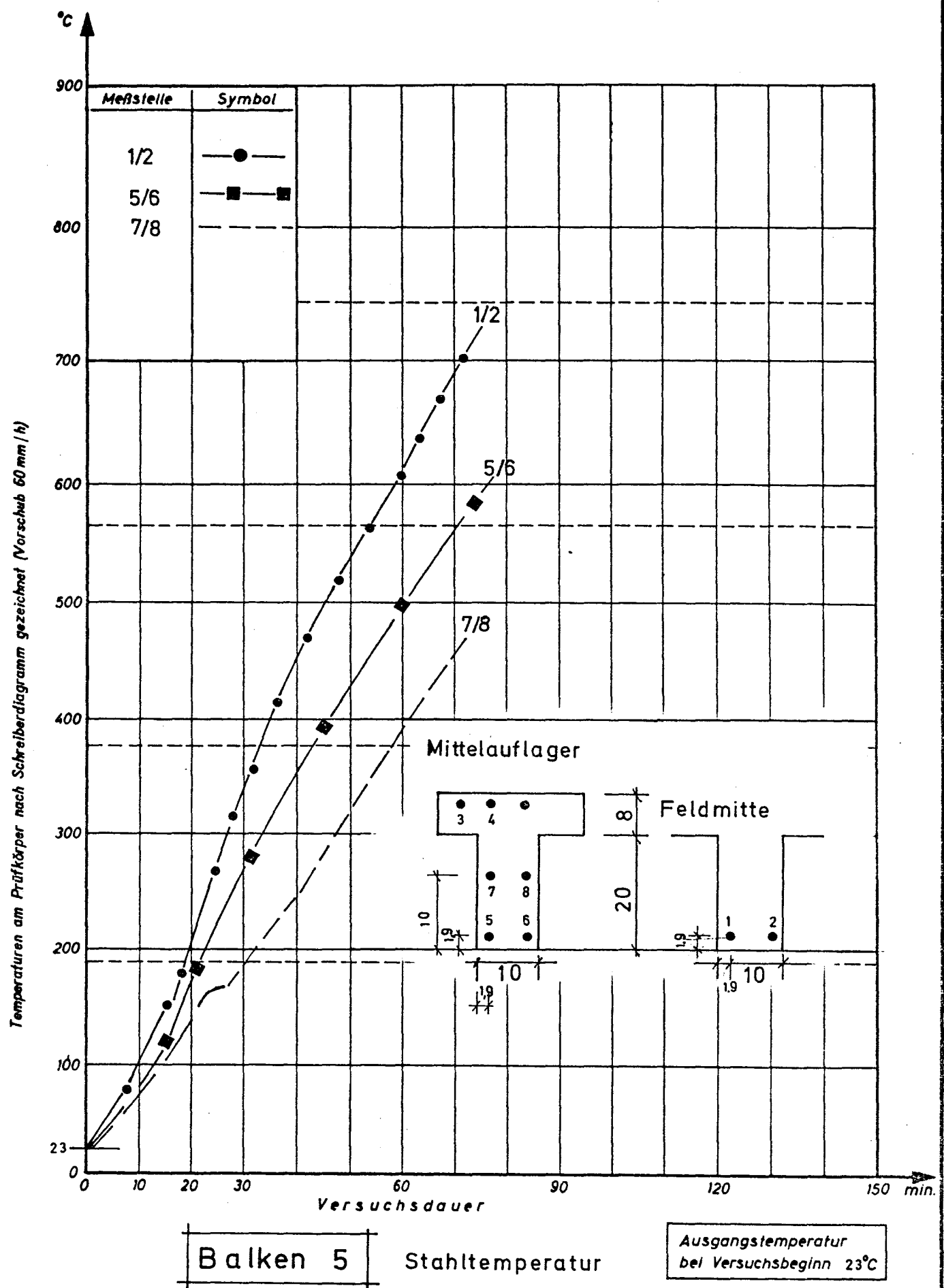
Anlage 8



Temperaturen am Prüfkörper

Anlage 9

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
Technische Universität Braunschweig  
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen



Temperaturen am Prüfkörper

Anlage 10

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau  
Technische Universität Braunschweig  
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff

Kurzfassung des Abschlußberichtes

erstattet von

Dipl.-Ing. Jürgen Wesche

Mai 1974

Die Untersuchungen wurden im Auftrage des Bundesministers für Städtebau und Wohnungswesen, Bonn - Bad Godesberg (Az. I 7 - 810705 - 148) durchgeführt.

Im Rahmen des Forschungsprogramms "Durchlaufende Stahlbetonkonstruktionen" wurden in den vergangenen Jahren am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig bereits 3 Versuchsreihen durchgeführt, die in Anlage 1 zusammengefaßt sind.

Auf diesen Versuchen aufbauend wurde ein Versuchsprogramm von insgesamt 6 Durchlaufkonstruktionen entworfen, das zu praktikablen Konstruktionsrichtlinien von Durchlaufträgern führen sollte. Eine Zusammenstellung des Versuchsprogramms ist in Anlage 2 wiedergegeben.

Über die Auswertung von temperaturbedingten Momentenumlagerungen und Verformungen wurden unter Berücksichtigung von Ergebnissen anderer Forschungsarbeiten am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig die folgenden "Vorläufigen Konstruktionsrichtlinien" für durchlaufende Stahlbetonbalken entwickelt.

T a f e l 1

siehe folgendes Blatt

T a f e l 1 : Vorläufige Konstruktionsrichtlinien

	Feuerwiderstandsklasse				
	F 30	F 60	F 90		F 120
Mindestbalkenbreite b (cm) 1)	10	10	15	20	22
Betondeckung der Feldbewehrung 2) $u_{\phi} = \frac{\sum u_i \cdot F_i}{\sum F_i}$ (cm)	-	-	3,5	-	4,5
$u_s$ (cm)	-	-	4,5	3,5	5,5
Bewehrungsführung 3) Stützbewehrung	a) In allen Feldern durchgehende obere Feld- bewehrung $F_e \geq 0,2 F_{e\text{Stütz}}$  b) Verlängerung der übrigen nach DIN 1045 - ermittelten Biegezugbewehrung über den Zwi- schenstützen um einen Betrag von 0,2 l. 3)				

- 1) Gilt bei voller Spannungsausnutzung der Biegedruckzone nur für Seiten-  
verhältnisse  $b/d \geq 0,5$ .
- 2)  $u_{\emptyset}$  = mittlere Betondeckung  
 $u_i$  = kleinste Entfernung zum nächsten beheizten Querschnittsrand  
 $F_i$  = Querschnitt eines Bewehrungsstabes  
 $u_s$  = seitliche Betondeckung (nur anzuwenden bei einlagiger Bewehrung)
- 3) bzw. Anpassung an die Momentenlinie aus Überlagerung von Gebrauchs-  
und Zwängungsmomenten



Eine weitere Modifizierung wird im Bericht vorgenommen.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten alle notwendigen Parameter systematisch nicht erfaßt werden (u. a. Seitenverhältnis, Betongüte, Dehnungsbehinderung und Schlankheitsverhältnisse).

Auch das Brandverhalten von Stahlbetondurchlaufplatten ist noch nicht hinreichend erforscht worden, wobei besonders die Rotationsfähigkeit des Querschnittes über dem Mittelaufleger wichtig erscheint.

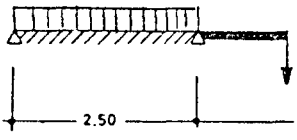
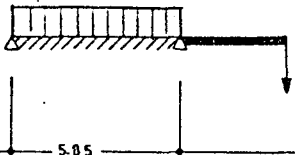
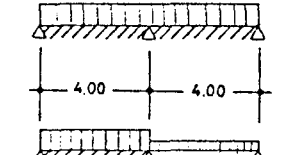
Neben weiteren Versuchen an Durchlaufplatten erscheint besonders die numerische Untersuchung von Durchlaufsystemen mit unterschiedlichen Querschnitts- und Systemabmessungen notwendig.

Tafel 2: Versuchsprogramm

Bezeichnung	System	Querschnitt	Stützbewehrung Bewehrung ü. Mittel- auflager	Stahlart + $\beta_s$ 1)	$\sigma_e / \beta_s$ 4)	Beton- deckung Feldbe- wehrung	Stahlart + $\beta_s$ 1)	$\sigma_e / \beta_s$	Schubspannung	4) Schubbewehrung	Betongüte	Betondruck- festigkeit + Prüfalter	Betonfeuchte in Gew.-%	
1			Staffelung nach plastischer Momentenlinie mit der 1,75-fachen Verankerungslänge von DIN 1045 "neu".	BSt 42/50 RK 5,05	2) 0,42	3,1	BSt 42/50 RK 5,05	0,48	$\tau_A = 13,0 \leq \tau_{02}$ $\tau_B = 25,3 < \tau_{03}$	Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 16$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45	
2		Plattenbalken: $b_0/b/d_0/d = 20/40/46/10$		BSt 42/50 RK 4,55	2) 0,33	3,1	BSt 42/50 RK 5,05	0,48	$\tau_A = 13,4 < \tau_{02}$ $\tau_B = 22,2 < \tau_{02}$	Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 16$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45	
3				BSt 42/50 RK 4,95	2) 0,37	3,2	BSt 42/50 RK 4,80	0,51	$\tau_A = 17,4 < \tau_{02}$ $\tau_{B1} = 27,3 < \tau_{03}$	Bügel $\emptyset 8$ + 2 $\emptyset 18$	Bn 350	492 kp/cm <sup>2</sup> 205 Tage	3,45	
4		$b_0/b/d_0/d = 15/35/40/10$	Abminderung der Stützmomente um 15 % (gem. DIN 1045 § 15.1.2), sonst wie 1-3	BSt 42/50 RU 5,0	3) 0,56	~2,7	BSt 42/50 RU + RK 5,5	3) 0,39	$\tau_A = 8,1 < \tau_{01}$ $\tau_B = 12,7 < \tau_{02}$	Bügel $\emptyset 6$ Bügel $\emptyset 6$	Bn 350	455 kp/cm <sup>2</sup> 180 Tage	4,08	
5		$b_0/b/d_0/d = 10/30/28/8$		BSt 42/50 RU 4,4	3) 0,65	2,8	BSt 42/50 RK 4,85	3) 0,44	$\tau_A = 9,4 < \tau_{01}$ $\tau_B = 16,9 < \tau_{02}$	Bügel $\emptyset 6$ Bügel $\emptyset 6$	Bn 350	455 kp/cm <sup>2</sup> 180 Tage	3,11	
6		Platten- streifen $b/d = 100/10$		BSt 50/55 RK 5,5	3) 0,67	~1,5	BSt 50/55 RK 5,5	0,43)	$\tau \leq \frac{2250}{100 \cdot 8,5 \cdot 0,9}$ $\approx 3,0 < \tau_{011}$	-	En 250	380 kp/cm <sup>2</sup> 138 Tage	3,75	

- 1)  $\beta_s$ -Werte aus Spannungs-Dehnungs-Diagrammen der eingebauten Stähle
- 2) Keine volle Ausnutzung der Stützbewehrung
- 3) Diese  $\sigma_e / \beta_s$ -Werte beziehen sich auf den elastischen Zustand.
- 4) siehe Bemessung

T a f e l 1: Bisher durchgeführte Versuche

Bezeichnung	System 3)	Querschnitt	Bewehrung über Mittelauflager	Beton- deckung Feldbew.	$\sigma_e / \beta_s$ 2) Stütze	$\sigma_e / \beta_s$ 2) Feld	mittlere Temp. der untenlieg. Bewehrung bei Versuchsende	Feuer- wider- stands- dauer	Bruchart
Teil I		Platte: d=12cm b = 1,50 m	n.elastischer Bemessung	~ 1,5	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$	keine genauen Angaben	~ 240	keine genauen Angaben
		Platte: d=12cm b = 1,50 m	n.elastischer Bmessg.+30 %	~ 1,5	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$		~ 120	
		Plattenbalken $b_o/d_o=16/32$	n.elastischer Bemessung	~ 2,9	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$		~ 180	
		Plattenbalken $b_o/d_o=16/32$	n.elastischer Bemessg.+30 %	~ 2,9	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$		~ 180	
Teil II (A)		Plattenbalken $b_o/d_o=16/32$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie $F_{e_o} \approx 1/3 F_{e_u}$	~ 2,7	$\leq 0,57$	$\leq 0,48$	830	111	Durchbiegung Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o=16/32$	Staffelung n. elastischer Momentenlinie $F_{e_o} \approx 1/3 F_{e_u}$	~ 2,7	$\leq 0,57$	$\leq 0,48$	660	69	Bruch-Stütz- Bewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	s. Balken 5	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	820	123	Durchbiegung Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	s. Balken 6 keine obere Feldbewehrung	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	670	88	Bruch-Stütz- Bewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	s. Balken 5 keine obere Feldbewehrung	~ 2,8	$\leq 0,57$	$\leq 0,47$	810	113	Durchbiegung Feld
Teil II (B)		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie $M_{pl} \approx 2 M_{zul}$ keine obere Feldbewehrung	~ 2,6	$\leq 0,57$	$\leq 0,56$	~ 550	69	Bruch am Ende der Stützbewehrung
		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	s. Balken 10	~ 2,7	$\leq 0,45$	$\leq 0,57$	~ 650	82	Bruch obenliegender Stützbewehrung in unbeheiztem Feld
		Plattenbalken $b_o/d_o=20/40$	Staffelung n. plastischer Momentenlinie	~ 2,5	$\leq 0,57$	$\leq 0,57$	> 900	180	Versuch abgebrochen

1) Betondeckung, bezogen auf die Achse der Stahleinlagen

2) Eine genaue Angabe dieser Werte ist nicht möglich, da die exakten  $\beta_s$ -Werte für die einzelnen Bewehrungsstäbe nicht bekannt sind,  $\beta_s$  wurde mit der Mindeststreckgeenze von 4200 kp/cm<sup>2</sup> zugrunde gelegt.

3)  beheizte Felder

F069-83! 459

17. Sep. 1992

30-0339/001